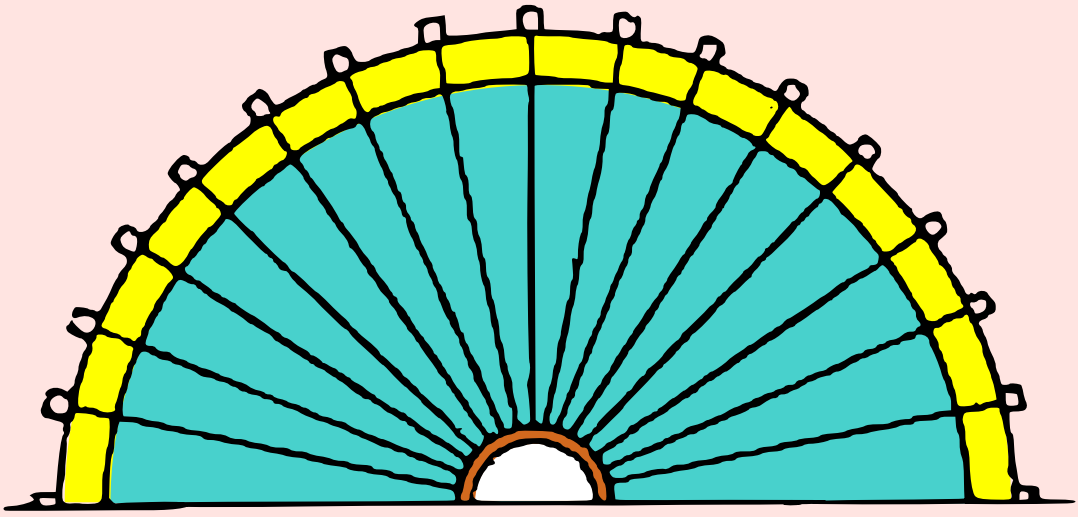
I. Moukhanov

# CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES



Éditions Mir Moscou

К. К. МУХАНОВ

# МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

ИЗДАТЕЛЬСТВО «СТРОЙИЗДАТ»
МОСКВА

K. MOUKHANOV

# CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

ÉDITIONS MIR • MOSCOU

Traduit du russe
par VLADIMIR KOTLAR

A NOS LECTEURS

Les Editions Mir vous seraient très reconnaissantes de bien vouloir leur communiquer votre opinion sur le contenu de ce livre, sa traduction et sa présentation, ainsi que toute autre suggestion.

Ecrire à l'adresse: 1er Rijski péréoulok, 2, Moscou, I-110, GSP

*Imprimé en Union Soviétique*

*На французском языке*

© Стройиздат, 1978
© Traduction française. Editions Mir 1980

# TABLE DES MATIÈRES


Chapitre I. ÉLÉMENTS DE PROJETS . . . . . 9

§ 1. Applications et nomenclature des constructions métalliques 9
§ 2. Avantages et inconvénients des constructions métalliques 13
§ 3. Aperçu historique de l'évolution de la construction métallique dans le pays . . . . . 13
§ 4. Exigences auxquelles doit satisfaire une construction métallique . . . . . 16
§ 5. Méthodes de calcul des constructions métalliques . . . . 17
§ 6. Charges et surcharges . . . . . 24

Chapitre II. MATÉRIAUX UTILISÉS POUR LES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES. PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX ET LEUR TRAVAIL AU SEIN DE LA CONSTRUCTION 27

§ 7. Aciers. Alliages d'aluminium . . . . . 27
§ 8. Travail de l'acier au sein de la construction . . . . . 46
§ 9. Propriétés mécaniques générales des alliages d'aluminium 67
§ 10. Problème de stabilité d'une construction métallique [12, 46, 61, 65] . . . . . 68
§ 11. Travail des constructions à la flexion et à la torsion . . . 73
§ 12. Travail des constructions à la traction excentrée et à la compression excentrée . . . . . 80
§ 13. Résistance de calcul des matériaux d'une construction métallique . . . . . 88

Chapitre III. PROFILÉS USUELS . . . . . 94

§ 14. Caractéristiques et destination des profilés usuels . . . 94
§ 15. Autres produits laminés utilisés en construction . . . . . 98
§ 16. Profilés en alliages d'aluminium . . . . . 100

Chapitre IV. JOINTS SOUDÉS . . . . . 102

§ 17. Procédés de soudage, leurs caractéristiques . . . . . 102
§ 18. Résistance de calcul des joints soudés . . . . . 111
§ 19. Types de joints soudés. Calcul des joints soumis aux efforts axiaux . . . . . 114

§ 20. Calcul d'endurance des joints soudés . . . . . 127
§ 21. Contraintes internes. Retrait de soudage . . . . . 128
§ 22. Temps de fabrication d'une structure soudée . 131

Chapitre V. ASSEMBLAGES RIVÉS ET BOULONNÉS 133

§ 23. Assemblages rivés . . . . . 133
§ 24. Calcul et types de rivures . . . . . 136
§ 25. Assemblages boulonnés . . . . . 146

Chapitre VI. POUTRES . . . . . 153

§ 26. Caractéristiques générales. Ossature de poutres . 153
§ 27. Poutres d'acier laminées . . . . . 161
§ 28. Poutres d'acier composées . . . . . 171
§ 29. Conditions de stabilité générale et locale des poutres d'acier 190
§ 30. Joints, nœuds d'appui et attaches des poutres composées 201
§ 31. Poutres de roulement des ponts roulants . . . . . 210
§ 32. Poutres en alliages d'aluminium . . . . . 241
§ 33. Poutres précontraintes . . . . . 244

Chapitre VII. FERMES . . . . . 256

§ 34. Domaine d'application et classification des fermes . . . 256
§ 35. Eléments de la couverture . . . . . 262
§ 36. Calcul des fermes . . . . . 274
§ 37. Choix de la section à donner aux éléments d'une ferme 276
§ 38. Etude des fermes . . . . . 289

Chapitre VIII. POTEAUX . . . . . 304

§ 39. Types des poteaux . . . . . 304
§ 40. Poteaux à compression centrée . . . . . 304
§ 41. Poteaux à compression excentrée (poteaux comprimés et fléchis) . . . . . 322
§ 42. Joints et détails des poteaux . . . . . 344
§ 43. Pieds des poteaux . . . . . 349

Chapitre IX. OSSATURE EN ACIER D'UN BÂTIMENT INDUSTRIEL SANS ÉTAGES . . . . . 362

§ 44. Généralités . . . . . 362
§ 45. Quadrillage des poteaux . . . . . 367
§ 46. Portiques transversaux . . . . . 369
§ 47. Particularités de calcul des portiques transversaux . . 385
§ 48. Lanterneaux et pans de fer . . . . . 402

Chapitre X. OSSATURE EN ACIER DES BÂTIMENTS DE GRANDE PORTÉE ET DES CONSTRUCTIONS DE GRANDE HAUTEUR . . . . . 406

§ 49. Charpente plane à grande portée en poutres et en portiques 407
§ 50. Arcs, coupoles, toitures suspendues, structures spatiales 415
§ 51. Tours et mâts . . . . . 457

Chapitre XI. COQUES D'ACIER (VOILES MINCES) . . . . 467
§ 52. Généralités . . . . . 467
§ 53. Théorie de calcul des voiles minces de révolution . . . . 468
§ 54. Gazomètres . . . . . 472
§ 55. Réservoirs . . . . . 477
§ 56. Silos . . . . . 484

BIBLIOGRAPHIE . . . . . 489

ANNEXES . . 492

CHAPITRE PREMIER

# ÉLÉMENTS DE PROJETS

Les constructions métalliques sont très largement utilisées dans les bâtiments et ouvrages les plus divers. La forme constructive d'un ouvrage est déterminée par l'ensemble de ses principaux éléments : poutres, fermes, poteaux, coques. C'est au stade du projet qu'on donne une forme optimale à l'ouvrage dans son ensemble et à chacun de ses éléments : c'est un acte créatif, qui admet une multitude de solutions possibles. Dans chaque cas concret, le projeteur est à la recherche de la solution la plus efficace et la plus rationnelle, enrichie de toutes les réalisations modernes de la technique et de la science.

## § 1. APPLICATIONS ET NOMENCLATURE DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

Au sein d'un ouvrage, les constructions métalliques forment soit un système de barres, soit un système de coques (voiles).

Parmi les *systèmes de barres*, constitués essentiellement par des poutres, des fermes et des poteaux, on peut citer :

1) les charpentes des bâtiments et ouvrages industriels (surtout des halles des ateliers métallurgiques et de construction mécanique) comportant des poutres de ponts roulants, des passerelles, etc. (fig. I.1, *a* à *d*) ;

2) les ponts-rails, les ponts-routes, les ponts de ville à longues travées ;

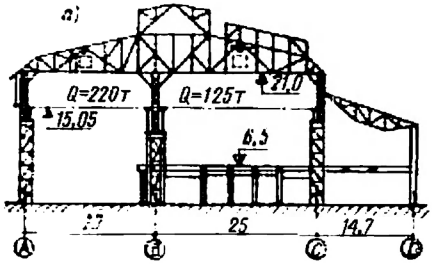
3) les immeubles de grande hauteur, les pavillons d'exposition, toutes sortes de planchers, couvertures, coupoles, etc. ;

4) les ouvrages spéciaux tels que : hangars, cales de constructions navales, etc. ;

5) les mâts et les pylônes de la radio et de la TV (fig. I.2), les tours de forage et d'extraction, les ouvrages hydrauliques, les estacades, les grues à flèches,...

Les *systèmes de coques* (tôles métalliques) sont utilisés pour constituer :

— des réservoirs à gaz, à liquide, à matériaux pulvérulents ;



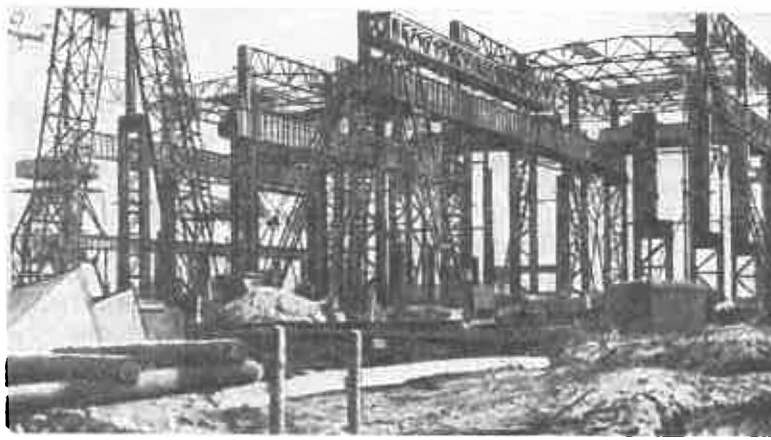



Fig. I.1. Construction des halles des aciéries:

*a*) vue en coupe d'une halle des fours Martin (premier quinquennat); *b*) vue en coupe d'une halle type des fours Martin (projet 1947); *c*) halle de coulée continue d'acier (huitième quinquennat); *d*) chantier d'une halle des convertisseurs

**Fig.** I.2. Mât de télévision de section carrée

— des constructions spéciales: hauts fourneaux (fig. I.3), réchauffeurs d'air, épurateurs de gaz, etc.;

— des tubes et des tuyaux de gros diamètre utilisés dans les usines métallurgiques, les cokeries, les centrales hydro-électriques, les pipe-lines, etc.

Les constructions en alliages d'aluminium ont trouvé un large emploi, en raison de leur faible densité et bonne tenue à la corrosion, surtout comme structures externes du bâtiment: couvertures, panneaux des murs, châssis de fenêtre, etc., ainsi que dans le génie chimique et l'industrie pétrolière.

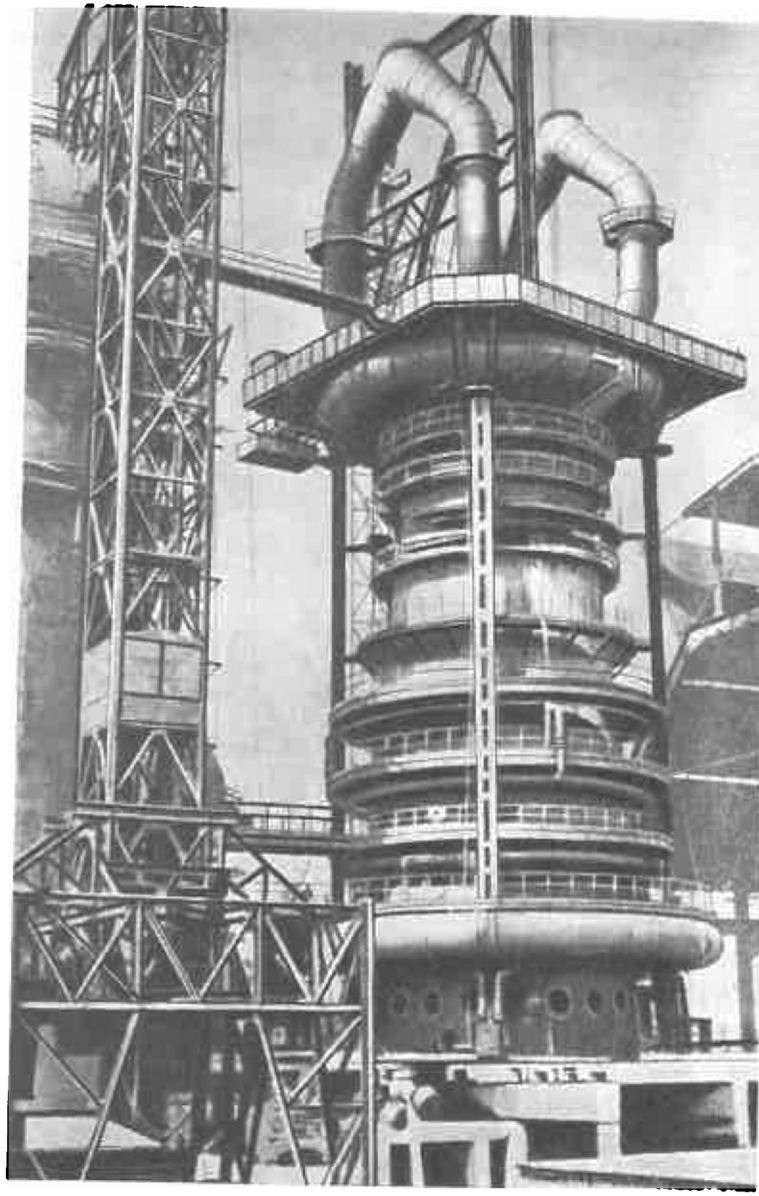


Fig. I.3. Haut-fourneau

On a recours aux constructions d'aluminium chaque fois qu'il y a intérêt à diminuer le poids propre de l'ossature: grues de transbordement, ponts mobiles, toitures à grande portée des pavillons, ouvrages construits dans des régions géographiques difficilement accessibles ou dans les zones sismiques, etc.

## § 2. AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

Les principaux avantages des constructions en acier sont:

1) une capacité portante remarquable dans les différents cas de charge: traction, compression, flexion,..., permettant aux faibles sections de résister à des charges élevées: aussi, malgré la grande densité de l'acier ($\rho = 7850$ kg/m$^3$), les constructions en acier ont-elles un poids moindre qu'avec l'emploi des autres matériaux; elles sont en outre plus faciles à transporter;

2) la bonne fiabilité des constructions, assurée par les propriétés mécaniques homogènes de l'acier;

3) l'imperméabilité aux gaz et à l'eau, assurée par la haute densité de l'acier;

4) une industrialisation poussée, permise par la confection des éléments de construction en usine et leur assemblage mécanisé sur chantier, donnant la possibilité de mettre en service l'ouvrage à brefs délais;

5) la démontabilité et l'interchangeabilité parfaite des constructions en acier, qui facilite le renforcement ou le remplacement de certaines parties de la structure;

6) la possibilité de récupérer le matériau d'une construction mise hors d'état.

Le principal inconvénient des constructions en acier est leur corrodabilité qui rend nécessaire une protection par la peinture ou par un autre procédé quelconque.

Parmi les avantages des alliages d'aluminium, on doit indiquer leur faible densité ($\rho = 2700$ kg/m$^3$), combinée avec une résistance mécanique suffisante et une très bonne tenue à la corrosion.

Les inconvénients des constructions en aluminium sont:

— un module d'élasticité normal assez bas ($E = 7100$ kN/cm$^2$), donc une déformabilité accrue;

— les propriétés réfractaires nettement insatisfaisantes: l'altération des propriétés mécaniques consécutive à un chauffage vers 100 °C, le fluage commence vers 200 °C.

## § 3. APERÇU HISTORIQUE DE L'ÉVOLUTION DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE DANS LE PAYS

Le métal est utilisé depuis fort longtemps dans le bâtiment. Il semble que les premières constructions métalliques en Russie ont été les chevrons de comble en fer de l'ancien Palais de Kremlin à

Moscou (XVII$^{e}$ s.). Une ossature en fonte a été employée pour la première fois à l'Oural, en 1725; c'était la couverture de 12 mètres de portée de la tour de l'usine Névianski. Dans les années suivantes, la fonte, grâce à sa remarquable résistance à la compression, a été très largement utilisée sous forme d'arcs et de colonnes. Les premiers ponts de la Néva à Pétersbourg ont été fabriqués également en fonte, de même que le dôme de la cathédrale Isaac érigée en 1840.

Le fer puddlé étant cher, les combles se fabriquaient, à cette époque, d'éléments alternés en fer et en bois.

Avec l'avènement de la machine à vapeur, au début du XIX$^{e}$ siècle, la construction mécanique et les transports connaissent un développement sans précédent; les besoins en métal croissent en conséquence. La rénovation de la technologie industrielle exige des bâtiments en maçonnerie à halles plus larges; les planchers en sont supportés par des fermes en fer soudé, dont le coût de fabrication demeure cependant prohibitif.

Le développement considérable des transports ferroviaires et maritimes incite les ingénieurs à chercher une technologie plus rationnelle et moins coûteuse d'élaboration de métal. Depuis 1866, on commence à produire l'acier au four Martin, ce qui contribue à la promotion du procédé de laminage; on fabrique l'acier en tôles, les rails, les profilés,... Dans les années 70 du XIX$^{e}$ siècle, dans le sud de la Russie furent construites de nombreuses usines sidérurgiques, aciéries, ateliers de laminage; les planchers de leurs halles à travées multiples reposaient sur des poteaux en acier.

La construction des ponts s'est beaucoup développée au XIX$^{e}$ siècle, notamment grâce aux travaux des savants et ingénieurs russes, dont il convient de souligner la contribution importante à la théorie de calcul des gros ouvrages.

D. Jouravski (1822-1891) a mis au point une théorie de calcul des fermes triangulées et attiré l'attention sur l'existence des contraintes de cisaillement accompagnant la flexion. Le professeur F. Yassinski (1856-1899) a beaucoup perfectionné les méthodes existantes de calcul des pièces comprimées des ponts en acier; il a inventé des structures tridimensionnelles en voile plissé pour les planchers des ateliers de chemin de fer à Pétersbourg.

Une contribution considérable à la théorie des ponts a été faite par le professeur N. Bélélioubski (1845-1922), le professeur L. Proskouriakov (1858-1926), l'académicien E. Paton (1870-1953), le professeur I. Prokofiev (1877-1958), le professeur N. Stréletski (1885-1967), qui, avec d'autres éminents savants et ingénieurs de talent, ont construit des ponts d'une originalité remarquable, mis au point une nouvelle théorie de calcul et fondé l'école russe des constructeurs de ponts.

Un autre facteur important qui a déterminé le développement rapide des constructions métalliques vers la fin du XIX$^{e}$ siècle a été la nécessité d'aménager les chemins de roulement pour les ponts roulants électriques dont on commençait justement à équiper les fabri-

ques. On voyait de plus en plus souvent même des charpentes entièrement métalliques des ateliers.

L'académicien *honoris causa* V. Choukhov (1853-1939) est l'auteur de toute une série d'édifices originaux et variés en acier, parmi lesquels on compte des dizaines de bâtiments civils et industriels. Il convient de noter tout particulièrement les planchers en arcs des grands magasins d'Etat GOuM à Moscou ; les voûtes du quai de la Gare de Kiev à Moscou ; les structures spatiales sous forme d'hyperboloïdes de révolution constituées exclusivement d'éléments rectilignes, etc.

Après la Grande Révolution d'Octobre, pendant le relèvement de l'économie nationale, la préférence était accordée, dans le bâtiment, aux constructions propres à l'école occidentale, c'est-à-dire présentant un grand nombre de nœuds articulés : ces structures invariables avec un minimum d'inconnues, bien que remarquablement économiques du point de vue de la dépense de métal, étaient difficiles à fabriquer et à ériger.

Un changement radical s'est opéré pendant les premiers quinquennats, lorsque la construction en acier a commencé à prédominer nettement dans le bâtiment. La cadence accélérée de la construction et son envergure obligeaient les ingénieurs soviétiques non seulement à penser à économiser le métal et à proposer des constructions plus faciles à fabriquer et à monter, mais surtout à adapter les solutions constructives aux besoins croissants de la technologie moderne. Un nouveau mode d'assemblage des éléments d'acier, soudure électrique, commence à s'implanter dans l'industrie à cette époque. L'équipement perfectionné de l'industrie, surtout celui de la sidérurgie et de la construction mécanique, exigeait de très puissants ponts roulants. Les conditions d'exploitation devenant de plus en plus sévères envers les ossatures métalliques, on commençait à construire des ateliers à charpente rigide du type à portiques (voir fig. I.1, *b*).

L'école soviétique de la construction en acier a proposé des schémas nouveaux, caractérisés par une rigidité accrue, mieux adaptés à la technologie de fabrication et permettant de dépenser moins de métal et d'employer des procédés avancés de fabrication et de montage. De nombreux centres de recherches et bureaux d'études ont participé aux travaux de cette école [30].

Au cours des premiers quinquennats, la production des constructions en acier s'est élevée de 200 mille tonnes à 1 million de tonnes dans l'année précédant la guerre. Vers 1970, la production des constructions métalliques a presque atteint 4 millions de tonnes. L'adoption d'un module de 3 mètres pour les bâtiments industriels et la mise au point des poutres et fermes types dimensionnées conformément à ce module ont beaucoup contribué au développement ultérieur du bâtiment dans le pays.

Après la guerre, le domaine d'application des constructions métalliques n'a cessé d'augmenter. Pour les besoins de la sidérurgie et

de l'industrie du pétrole et du gaz, on produit de plus en plus de constructions en coques ou voiles minces, telles que: réservoirs à fluides, à gaz, hauts fourneaux, etc. La fabrication de pareilles structures est actuellement industrialisée: les tôles sont assemblées par soudure en usine pour former des viroles complètes, puis elles sont enroulées et transportées sur les chantiers.

On construit beaucoup d'ouvrages de toute sorte pour les communications, des tours de télévision et de radiodiffusion, des télescopes orientables d'un diamètre dépassant 60 m, des pylônes de lignes électriques à haute tension, des centrales électriques, etc.

Parmi les réalisations récentes, on peut citer de nombreux bâtiments civils à grandes portées (gymnases, ouvrages pour les sports, pavillons d'exposition, théâtres), bâtiments industriels (hangars, ateliers d'aéronautique, cales des constructions navales, laboratoires spéciaux, etc.). Tous ces bâtiments possèdent des charpentes à éléments suspendus, en arcs, en coupoles et à structures spatiales.

Les aciers à résistance accrue et à haute résistance et les nouveaux profilés s'utilisent de plus en plus largement.

Dans l'avenir, on prévoit une modernisation considérable des ateliers de constructions métalliques, à cause du rythme accéléré de la construction et de son envergure croissante. D'autre part, on peut s'attendre à ce que l'automatisation de la production fasse sûrement changer les formes constructives conventionnelles des ouvrages métalliques.

## § 4. EXIGENCES AUXQUELLES DOIT SATISFAIRE UNE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

Toute construction métallique doit:

— être adaptée aux conditions d'exploitation de l'ouvrage;

— avoir une capacité portante suffisante (résistance mécanique, stabilité);

— présenter la raideur nécessaire.

Les principes qui président à l'étude des constructions nouvelles sont les suivants:

— la masse et la main-d'œuvre aussi faibles que possible;

— les délais de montage aussi courts que possible.

Pour diminuer la quantité et le coût du métal dépensé, on choisit le schéma constructif, la section et le matériau (nuance d'acier, alliage d'aluminium) les plus indiqués.

La diminution de la main-d'œuvre et l'achèvement du montage dans les meilleurs délais sont assurés en prévoyant dans le projet:

— les méthodes les plus avancées de fabrication et de montage des constructions;

— une technologie simple et avantageuse;

— l'emploi prépondérant des unités et ensembles normalisés et standards.

L'ouvrage dans son ensemble, ainsi que sa charpente, doivent aussi satisfaire aux exigences d'ordre esthétique.

Un projet en bâtiment est établi en deux stades :

— l'avant-projet ;

— les dessins d'exécution.

L'avant-projet a pour but de confirmer la possibilité technique et de justifier les critères économiques de la construction envisagée.

Les dessins des constructions métalliques sont préparés par tranches. La première tranche, ou le stade KM (constructions métalliques), implique le choix du schéma général de l'ouvrage, le calcul de toutes les structures et des sections à donner à chaque élément, l'exécution des dessins d'ensemble et des dessins représentant les éléments les plus sophistiqués de l'ouvrage. A ce stade, le projeteur se donne également pour tâche de concilier les différents impératifs : technologie, transport, énergie, installations sanitaires, architecture,... dans le cadre de la solution retenue. Il établit également un devis spécifiant la quantité et la nature du métal à fournir.

Les bureaux d'études des usines intéressées, en prenant pour base les documents élaborés par le projeteur, préparent les dessins de la seconde tranche, ou KMD (constructions métalliques, détail) : ce sont les dessins des éléments qu'on commande directement aux usines, ainsi que les schémas de montage spécifiant le marquage des éléments à expédier de l'usine.

## § 5. MÉTHODES DE CALCUL DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

### *1. Généralités sur le calcul*

Le projeteur commence par faire et comparer quelques variantes de schémas répondant aux conditions d'exploitation imposées. Il choisit enfin un schéma constructif qui remplit toutes les exigences relatives aux constructions métalliques.

Le calcul d'une construction est fait pour s'assurer que le schéma retenu garantit une résistance, stabilité et rigidité requises, pour dimensionner correctement tous les éléments et pour assurer la fiabilité de la structure tout en économisant le métal dans la mesure du possible.

Pour calculer un ouvrage et chacun de ses éléments, on a recours aux méthodes de la Résistance des matériaux et à celles de la Mécanique des constructions. Ces méthodes permettent de déterminer les contraintes internes qui se produisent dans les constructions sous l'action des charges imposées.

On établit d'abord un schéma théorique (ou schéma de calcul) de l'ouvrage, sans préciser la section des éléments mais en indiquant la nature des assemblages: articulation, encastrement parfait ou élastique, etc. Après avoir déterminé les efforts dans chaque élément du schéma adopté, on choisit les sections à donner aux éléments, on

vérifie la capacité portante et l'on étudie tous les assemblages de manière à satisfaire aux conditions imposées. On a parfois besoin de connaître les contraintes d'une façon plus rigoureuse, afin de pouvoir tenir compte de l'extension des déformations plastiques : or, à cause des difficultés mathématiques propres à ces méthodes, on est souvent amené à introduire dans les formules un certain nombre de coefficients empiriques qu'on trouve dans les tableaux.

Toutes les constructions métalliques sont calculées par la méthode des états limites. Cette méthode a été mise au point par le professeur N. Stréletski (U.R.S.S.) et par ses collaborateurs. On trouve son énoncé dans les Règles SNiP [1] II-A.10-71 « Notions générales sur les projets », qui constituent le principal document de référence applicable aux constructions et aux fondations de tout bâtiment et ouvrage.

En ce qui concerne les projets des constructions en acier, on se réfère principalement au chapitre des Règles SNiP II-B.3-72 « Constructions acier. Normes pour les projets ».

Les ouvrages spéciaux tels que ponts, bâtiments hydrauliques, hauts fourneaux, etc. sont réglementés par des normes et instructions spéciales qui tiennent compte des conditions particulières de leur exploitation.

Dans le texte du chapitre des Règles SNiP II-B.3-72, on utilise un système d'unités « technique » MKGfS ; dans ce système l'unité de force est le kilogramme-force (kgf) qui communique à une masse $m = 1$ kg une accélération $g \approx 9{,}81$ m/s$^2$ :

$$1 \text{ kgf} \approx 9{,}81 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2.$$

On a inventé cette unité pour mesurer le poids d'un corps qui, restant immobile par rapport au sol, exerce sur son appui ou sur un système de suspension un effort égal à la force de la pesanteur $mg$. Les contraintes mécaniques sont exprimées dans ce système en kgf/cm$^2$ (parfois en kgf/mm$^2$).

Dans le système international SI, l'unité de force est le newton (N) qui communique à un corps ayant la masse de 1 kg une accélération de 1 m/s$^2$. On a donc 1 N = 1 kg·m/s$^2$. Pour passer du système « technique » au système SI, on admet, sans erreur excessive, que 1 kgf $\approx$ 9,81 N $\approx$ 10 N.

Dans l'ouvrage proposé au lecteur, les forces sont exprimées en kilonewtons (1 kN = $10^3$ N $\approx$ 100 kgf) et les contraintes en kilonewtons par centimètre carré (1 kN/cm$^2$ $\approx$ 100 kgf/cm$^2$ $\approx$ 1 kgf/mm$^2$), afin de réduire le nombre de zéros dans les formules.

Comme les normes GOST relatives aux profilés métalliques donnent leurs dimensions géométriques ($F$, $J$, $W$, ...) en centimètres, nous allons exprimer les contraintes en kN/cm$^2$, ce qui nous permettra d'obtenir les valeurs géométriques exprimées en centimètres. Puisque 1 kN/cm$^2$ $\approx$ 1 kgf/mm$^2$, la symbolisation des nuances

[1] SNiP — Normes et Règles du bâtiment.

d'acier d'après les Règles SNiP II-B.3-72 reste inchangée dans le système SI. Notons que, dans ce système d'unités, la contrainte peut s'exprimer en mégapascals (MPa), $\sigma = 1$ kN/cm$^2$ = 10 MPa.

### *2. Méthode des états limites*

Les Règles SNiP II-A.10-71 préconisent l'emploi de la méthode des états limites pour le calcul des efforts engendrés dans les charpentes et les fondations par les charges imposées, par le déplacement des appuis, par les effets de la température, l'affaissement et par d'autres facteurs de la même nature.

Par état limite d'une construction, on entend un état dans lequel la construction cesse de satisfaire aux conditions d'exploitation, soit parce qu'elle ne peut plus résister aux sollicitations extérieures, soit parce qu'elle a subi une déformation excessive ou une détérioration locale.

Les états limites sont classés en deux groupes. Le premier groupe correspond à l'épuisement de la capacité portante (résistance mécanique, stabilité, endurance); toute construction métallique doit évidemment satisfaire à ce critère. Le second groupe est basé sur le critère d'aptitude au service normal dans les conditions technologiques ou d'exploitation imposées. Ce groupe couvre les états limites qui empêchent l'exploitation normale ou nuisent à la longévité des constructions à cause des déplacements inadmissibles, des vibrations engendrées, etc.

Les calculs relatifs à un état limite de première espèce se résument par l'inégalité

$$N \leqslant \Phi, \tag{I.1}$$

dans laquelle $N$ est l'effort de calcul appliqué à la construction sous l'effet de la combinaison des charges de calcul $P$ dans le cas le plus défavorable; $\Phi$ est la capacité portante de la construction, fonction des dimensions géométriques de la construction et de la résistance du matériau.

Les charges sont caractérisées essentiellement par leurs valeurs nominales $P_n$ (voir Annexe 1), qui sont choisies:

a) pour une charge permanente, d'après les indications contenues dans le projet;

b) pour une surcharge technologique et de montage, d'après les valeurs maximales prévues par les conditions normales d'exploitation et de construction;

c) pour une surcharge climatique, d'après la moyenne des maximums annuels, ou bien d'après les valeurs qui, pendant un certain nombre d'années (par exemple pendant 5 ans dans le cas de la surcharge de vent), n'ont été dépassées qu'une fois en moyenne.

Les *charges de calcul* $P$, c'est-à-dire les charges prises en compte pour le calcul des états limites de première espèce, sont légèrement supérieures aux charges nominales: on obtient la charge de calcul

en multipliant la charge nominale par un *coefficient de sécurité n* (supérieur ou inférieur à l'unité), qui tient compte du risque d'un écart défavorable de la charge par rapport à sa valeur nominale à cause d'une variation éventuelle de la charge:

$$P = P_n n. \tag{I.2}$$

Les valeurs du coefficient $n$ sont données en Annexe 1.

Ainsi donc, en calculant un état limite de première espèce, on ne considère pas les charges nominales mais seulement les charges de calcul. Les efforts produits par les charges de calcul dans la construction (effort axial $N$, moment fléchissant $M$, etc.) sont déterminés en appliquant les règles générales de la Résistance des matériaux et de la Mécanique des constructions.

La capacité portante $\Phi$ d'une construction dépend:

— de la résistance offerte par le matériau aux sollicitations imposées; cette résistance, dite *résistance nominale* $R^n$, caractérise les propriétés mécaniques du matériau;

— de la géométrie de la section (aire de section $F$, module de résistance $W$, etc.).

La résistance nominale $R^n$ de l'acier à la traction, à la compression et à la flexion est prise égale à la plus petite valeur de la limite d'élasticité garantie par les normes et établie compte tenu des conditions de contrôle et de la non-uniformité statistique des propriétés de l'acier produit par l'industrie:

$$R^n = \sigma_e^n.$$

Pour l'acier de construction le plus utilisé ВСт3 de classe C38/23, on a $R^n = 23$ kN/cm$^2$. Il s'agit d'une caractéristique minimale exigible.

Dans les cas où la construction chargée en traction peut être exploitée au-delà de la limite d'élasticité (p. ex.: un réservoir cylindrique), ainsi que pour les matériaux ne présentant pas de palier d'écoulement (p. ex.: fil d'acier de haute résistance, fonte moulée, etc.), on adopte comme résistance nominale à la traction, la plus petite valeur garantie de la charge de rupture en traction $R_{tr}^n = \sigma_{tr}^n$ (38 kN/cm$^2$ pour l'acier ВСт3).

En ce qui concerne les alliages d'aluminium, on retient comme résistance nominale à la traction, à la compression et à la flexion la moins grande des deux quantités suivantes:

a) 0,7 de la plus petite valeur garantie de la charge de rupture, c'est-à-dire $0{,}7\ \sigma_{tr}^n$;

b) la limite d'élasticité conventionnelle, $\sigma_{0,2}$ qui correspond à une contrainte produisant un allongement permanent de 0,2 %.

La *résistance de calcul* $R$ s'obtient en divisant la résistance nominale par un *facteur de sécurité du matériau* $k > 1$. Ce facteur tient compte de la différence entre la résistance réelle d'un matériau et sa résistance nominale, due à l'écart des propriétés du matériau de

la construction par rapport à celles des éprouvettes utilisées pour les essais :

$$R = R^{n} \frac{1}{k}. \tag{I.3}$$

La quantité $1/k < 1$, caractéristique du degré d'homogénéité des propriétés du matériau, a été dénommée coefficient d'homogénéité [47].

Ainsi donc, la résistance de calcul $R$ est égale à la plus petite de toutes les valeurs possibles de la limite d'élasticité (ou de la charge de rupture) du matériau ; c'est une valeur limite qu'on retient pour la construction donnée. Les valeurs de $R$ sont résumées aux tableaux II.13 à II.15 et II.17.

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, on doit prévoir que les conditions d'exploitation deviennent quelquefois anormales, notamment dans les cas ci-dessous :

— les conditions de travail particulièrement dures des poutres servant de chemins de roulement pour certains ponts roulants ;

— un milieu agressif favorisant les processus de corrosion du métal ;

— un travail prolongé dans les conditions de charges limites peu variables, etc.

On tient compte de ces conditions particulières de travail des constructions et de leurs éléments en introduisant un coefficient de minoration $m$ qui diminue, dans les cas nécessaires, la valeur de la résistance de calcul :

$$mR = mR^{n} \frac{1}{k}. \tag{I.4}$$

C'est ainsi qu'on pose $m = 0{,}9$ pour tenir compte des conditions de travail des poutres de roulement qui supportent des ponts roulants lourds dans les usines de sidérurgie. On trouve les coefficients pour certaines conditions de travail des constructions et des joints dans les Règles SNiP II-B. 3-72 (voir Annexe 2). Dans tous les autres cas on prend $m = 1$ (à moins d'indications contraires).

Chaque fois que la résistance est calculée d'après la charge de rupture (et non d'après la limite d'élasticité), on a le coefficient $k$ plus grand que pour $R^{n} = \sigma_{e}^{n}$, ce qu'on remarque en analysant les données du tableau I.1. Ce coefficient rappelle que :

*Tableau I.1*

**Facteur de sécurité du matériau $k$**

| Classe d'acier | C38/23 | C44/29 | C46/33 | C52/40 | C60/45 | C70/60 | C80/75 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pour $R^{n} = \sigma_{e}$ | 1,1 | 1,1 | 1,15 | 1,2 | 1,2 | 1,4 | 1,4 |
| Pour $R_{tr}^{n} = \sigma_{tr}$ | 1,45 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,6 | 1,6 | 1,6 |

— en dehors du domaine élastique, les contraintes sont réparties dans le matériau d'une façon irrégulière ;

— les valeurs de $\sigma_e$ et de $\sigma_{tr}$ sont assez voisines.

La première condition de calcul à la résistance (I.1) s'écrit donc :

$$N \leqslant FR \qquad \text{ou } M \leqslant WR, \tag{I.5}$$

où $N$ et $M$ sont les forces axiales de calcul et les moments fléchissants de calcul provoqués par les charges de calcul (compte tenu d'un coefficient de sécurité $n$).

En calculant une construction, on choisit d'abord la section à donner à un élément, ensuite on vérifie la contrainte provoquée par les efforts de calcul : cette contrainte ne doit jamais dépasser la résistance de calcul (multipliée s'il y a lieu par des coefficients qui tiennent compte des conditions de travail ou par d'autres coefficients appelés à garantir la sécurité).

Ceci étant, les formules fondamentales de calcul à la résistance deviennent :

$$\sigma = N/F_{nt} \leqslant R \quad \text{ou } \sigma = M/W_{nt} \leqslant R, \tag{I.6}$$

où $\sigma$ est la contrainte de calcul dans la pièce (provoquée par une charge de calcul) ; $F_{nt}$, l'aire de section nette de la pièce (après déduction des trous) ; $W_{nt}$, le module de résistance de la section nette ; $R$, la résistance de calcul du matériau, tirée d'un récueil des normes applicables aux projets des bâtiments et ouvrages.

On distingue les contraintes principales, locales, additionnelles et internes (ou propres).

Les *contraintes principales* se produisent à l'intérieur du solide pour faire équilibre aux charges extérieures ; on en tient absolument compte dans tous les calculs.

Si la force est répartie dans la section d'une façon non uniforme, il se produit une concentration locale de contrainte : cela peut être dû à un changement brusque de la section, à la présence d'un trou, à l'application d'un effort concentré,... Dans les matériaux plastiques (auxquels se rapportent les aciers de construction), il se produit une « adaptation » des contraintes locales excessives à mesure que la charge croît ; on peut donc les négliger dans les calculs. Par contre, il y a des cas où les *contraintes locales* revêtent une importance capitale : ce sont les états de contrainte bi- et triaxiale, surtout avec une charge alternée. Le constructeur est obligé alors de prendre en compte ces contraintes, par exemple en créant un flux régulier de lignes de force dans l'ouvrage.

Par *contraintes additionnelles*, on entend les contraintes qui proviennent de toutes sortes d'attaches auxiliaires, inessentielles pour l'équilibre général du système (p.ex. : encastrement des éléments aux nœuds d'une ferme), sous l'effet des sollicitations extérieures. Ne risquant pas de compromettre l'équilibre de la construction faite en matériau plastique, ces contraintes sont généralement négligées dans les calculs.

Les *contraintes internes* (appelées aussi propres, latentes, ou initiales) sont dues surtout à des influences thermiques subies par le métal dans les conditions de déformation gênée. Leurs différentes appellations : contraintes thermiques, contraintes de retrait, de soudure, contraintes résiduelles, propres, initiales, etc. traduisent leur origine. Par exemple, les contraintes initiales apparaissent dans une poutrelle par suite d'un refroidissement peu uniforme après le laminage.

Les contraintes internes initiales ne nuisent en aucune façon à la résistance, car elles sont « adaptées » dans la masse du matériau. D'autre part, elles sont susceptibles d'avancer ou de retarder le passage dans le domaine plastique, si bien qu'on est obligé d'en tenir compte chaque fois que l'équilibre interne risque d'être compromis à la suite d'une sollicitation quelconque.

Dans les conditions d'un état limite de seconde espèce, caractérisé par des déformations (flèches) excessives, la flèche relative (c'est-à-dire le rapport flèche-portée $f/l$ ou flèche-hauteur $f/H$) ne doit pas dépasser, dans les conditions normales d'exploitation, une limite admissible $1/n_0$ d'après les normes pour différentes constructions (voir Annexes 3 et 4) :

$$f/l \leqslant 1/n_0. \qquad (I.7)$$

En déterminant les déformations (flèches), on ne considère pas la résistance de calcul mais la résistance nominale d'exploitation sans introduire le coefficient de sécurité, étant donné que les flèches admissibles sont établies pour les conditions normales d'exploitation.

### *3. Méthode des contraintes admissibles*

Le calcul par la méthode des contraintes admissibles[1] se fait en admettant que la construction est soumise aux charges nominales et travaille dans des conditions normales d'exploitation.

La condition de résistance de la construction consiste en ce que les contraintes provoquées par les charges nominales ne doivent à aucun moment devenir supérieures à certaines valeurs admissibles, égales à une fraction de la contrainte limite du matériau ; pour l'acier de construction, cette contrainte limite correspond à la limite d'élasticité. Les formules fondamentales de vérification à la résistance d'une construction sont les suivantes :

$$\sigma = N_n/F_{nt} \leqslant [\sigma] = \sigma_e/k_0 \text{ ou } \sigma = M_n/W_{nt} \leqslant [\sigma] = \sigma_e/k_0, \qquad (I.8)$$

où $N_n$ et $M_n$ sont les forces axiales et les moments fléchissants provenant des charges nominales ; $[\sigma]$ est la contrainte admissible tirée

[1] Cette méthode est quelquefois utilisée au calcul des constructions métalliques des appareils de levage et de manutention.

d'un recueil de normes; $\sigma_e$ est la limite d'élasticité de l'acier; $k_0$ est un coefficient de sécurité.

Le coefficient de sécurité (généralement égal à 1,5) tient compte d'une différence éventuelle entre la charge réelle et la charge de calcul, entre le schéma réel de la construction et son schéma de calcul théorique, ainsi que d'une homogénéité imparfaite des propriétés mécaniques du matériau.

En confrontant la méthode de calcul par les états limites avec la méthode des contraintes admissibles (cf. les formules (I.6) et (I.8)), on constate que, malgré la similitude des schémas de calcul, les contraintes déterminées dans le premier cas proviennent des charges de calcul (en introduisant un coefficient de sécurité) et correspondent à la résistance de calcul, tandis que dans le second cas les contraintes proviennent des charges nominales et correspondent à une contrainte admissible.

Le calcul par la méthode des états limites se caractérise principalement par le fait que la construction n'est pas considérée dans son état normal de fonctionnement mais dans un état limite. Ce cas exige une définition plus rigoureuse des conditions limites correspondant à la mise hors d'état de la construction, ainsi qu'une meilleure connaissance de la nature du coefficient de sécurité; en effet, trois coefficients différents $n$, $k$ et $m$ viennent remplacer un coefficient unique $k_0$. Les constructions calculées par la méthode des contraintes admissibles avec un coefficient de sécurité unique, sans tenir compte des particularités d'exploitation et du degré d'influence (variabilité) des charges, ont des marges de sécurité différentes.

Introduisant trois coefficients $n$, $k$ et $m$ au lieu d'un seul, on arrive à mieux cerner les facteurs essentiels et les conditions de travail d'une construction, ainsi qu'à créer des constructions d'égale fiabilité. La méthode des états limites uniformise les calculs, tient compte des paramètres physiques et se prête mieux à la détermination du travail du matériau non seulement dans le domaine élastique, mais aussi dans le domaine élasto-plastique. Régis par des lois de distribution statistiques, le coefficient de sécurité et le facteur de sécurité du matériau permettent de faire un choix basé sur des critères vraiment scientifiques.

## § 6. CHARGES ET SURCHARGES

La vocation essentielle de toute charpente est de résister aux charges d'exploitation appliquées. On cite à ce titre:

— dans les bâtiments industriels: les ponts roulants, les appareils de levage suspendus, l'équipement technologique, etc.;

— dans les bâtiments civils: la foule des personnes, etc.;

— dans les constructions spéciales, telles que ponts: les véhicules et les wagons;

— dans les ouvrages hydrauliques: l'eau;

— dans les trémies: les matériaux pulvérulents, etc.

En plus de ces charges d'exploitation, chaque ouvrage est sollicité par des surcharges climatiques (neige, vent, effets de la température) et par le propre poids de ses constructions.

On distingue en fonction de la durée d'action :

— les *charges permanentes* : le poids propre de la construction, le poids des couvertures et des murs, la pression des sols, la précontrainte, etc. ;

— les *surcharges de longue durée* : le poids des équipements à postes fixes, le poids des matières liquides et pulvérulentes contenues dans les réservoirs, les charges exercées sur les planchers des entrepôts, les actions thermiques prolongées nécessitées par le procédé de production, etc. ;

— les *surcharges de courte durée* : les ponts roulants et autres appareils de levage et de manutention, les charges exercées sur le plancher par le poids des personnes, les surcharges de neige, de vent et de verglas, les effets de la température et les autres facteurs énumérés dans les Règles SNiP II-6-74 ;

— les *surcharges exceptionnelles* : les activités sismiques, les charges provoquées par une perturbation du processus normal de production, etc.

Les valeurs nominales (d'exploitation) des *surcharges* sont tirées :

— des Règles SNiP II-6-74 pour la neige et le vent. On tient compte non seulement de la poussée exercée par le vent sur la face au vent du mur, mais aussi de la dépression agissant sur la couverture et le mur placé sous le vent ;

— de la norme GOST 3332-54 * pour les ponts roulants jusqu'à 50 t ; GOST 6711-70 pour les appareils de levage d'usage général de 75 à 250 t ; GOST 20278-74 pour les grues de fonderie de 80 à 560 t.

Les surcharges dynamiques provoquant des chocs et des vibrations de la structure (ponts roulants, trains) sont prises en compte dans les calculs en introduisant un coefficient spécial appelé *coefficient dynamique*.

Le plus souvent, l'ouvrage n'est pas sollicité par une charge isolée mais par une combinaison de charges simultanées. Il est très peu probable que toutes les charges imaginables viennent s'exercer au même instant et avec le maximum de force, si bien qu'une construction calculée pour résister à une telle combinaison de charges serait caractérisée incontestablement par une résistance hors proportion avec les besoins. Les cas de combinaisons des charges qu'on doit prendre en compte lors du calcul sont spécifiés dans les Règles SNiP II-6-74. Deux groupes de cas y sont prévus :

— les *cas généraux* : charges permanentes + surcharges de longue et de courte durée ;

— les *cas particuliers* : charges permanentes + surcharges de longue durée + (éventuellement) surcharges de courte durée + une surcharge exceptionnelle.

Dans le cas général comprenant une surcharge de courte durée, la valeur de cette dernière n'est pas minorée ; s'il y a deux ou plusieurs surcharges simultanées de courte durée, on les multiplie par un *coefficient d'action simultanée* $n_s = 0{,}9$. Dans un cas particulier, les surcharges de courte durée sont multipliées par $n_s = 0{,}8$. Ces coefficients reflètent l'improbabilité de l'application simultanée des surcharges de calcul de courte durée.

Pour les ouvrages spéciaux (ponts, ouvrages hydrauliques, ponts spéciaux, etc.) on donne les charges, les surcharges et les combinaisons à considérer dans les cahiers des charges et dans des instructions spéciales.

Généralement, le poids propre d'une construction en acier ne constitue qu'une faible fraction de la charge totale. Il peut être déterminé à priori sur la base d'un calcul forfaitaire, ou bien fixé par analogie avec le poids propre d'une construction existante (voir p.ex. tableau IX.3).

CHAPITRE II

# MATÉRIAUX UTILISÉS POUR LES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES. PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX ET LEUR TRAVAIL AU SEIN DE LA CONSTRUCTION

## § 7. ACIERS. ALLIAGES D'ALUMINIUM

Les matériaux métalliques utilisés en bâtiment sont l'acier laminé et les alliages d'aluminium.

Le travail d'un métal au sein d'une construction est déterminé principalement par ses propriétés mécaniques, telles que : résistance, élasticité, ténacité, fragilité, fluage à chaud, etc.

Les caractéristiques mécaniques dépendent beaucoup de la composition chimique du métal, ainsi que de la technologie de son élaboration qui définit sa structure cristalline.

Le travail du métal et les contraintes qu'il subit sont conditionnés par :

— la forme géométrique de l'élément (concentrations de contrainte) :

— la nature, l'intensité, la vitesse et la direction des charges appliquées (traction, compression, torsion, flexion) ;

— la température.

Les caractéristiques des aciers courants produits par l'industrie métallurgique sont définies par la norme GOST 380-71 *.

L'acier au carbone existe en plusieurs catégories, en fonction de la teneur en C :

a) acier à bas carbone (C = 0,09 à 0,22 %), le plus utilisé en bâtiment ;

b) acier à carbone moyen (C = 0,25 à 0,5 %) employé en construction mécanique ;

c) acier à carbone élevé (C = 0,6 à 1,2 %), c'est l'acier à outils.

C'est la teneur en carbone, essentielle pour les caractéristiques mécaniques, qui détermine les domaines d'application de l'acier.

En bâtiment, on utilise surtout l'acier à bas carbone, tenace, ductile, bien soudable, peu sensible à la trempe, ainsi que des aciers faiblement alliés à résistance accrue et à haute résistance, qui sont moins fragiles.

## *1. Aciers courants à bas carbone*

*Généralités. Composition chimique*

L'acier à bas carbone constitue, à la température ambiante, une solution solide constituée de deux formes principales: la ferrite et la perlite, cette dernière représentant un mélange de carbure de fer ou cémentite $Fe_3C$, composé chimique très dur, avec des plages de ferrite.

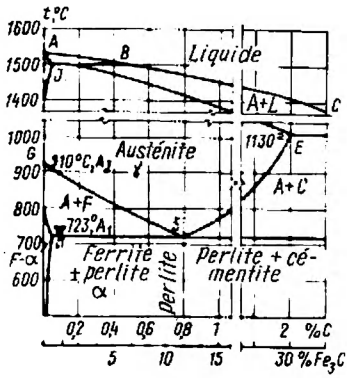



Fig. II.1. Diagramme d'équilibre fer-carbone (Fe-C)

Composée de cristaux de même nature, une solution solide peut avoir des concentrations inégales en éléments, à la différence d'un composé chimique. Les constituants d'un mélange mécanique ne sont pas réciproquement solubles. On connaît deux formes allotropiques du fer: au-dessous de 723 °C les grains de fer ont une structure cristalline cubique centrée (fer $\alpha$) de rayon 2,88 Å ; à partir de 910 °C, elles ont une structure cubique à faces centrées (austénite, ou fer $\gamma$) de rayon 3,64Å.

La figure II.1 montre un diagramme d'équilibre de l'alliage fer-carbone. Le carbone est pratiquement insoluble dans le fer $\alpha$ ; l'austénite est une solution solide de C dans le fer $\gamma$, la teneur en C étant

Fig. II.2. Structure de l'acier Ст3 (plages sombres-perlite)

de 2 % pour 1130 °C et de 0,8 % pour 723 °C. En passant de l'état liquide à l'état solide, l'acier cristallise en formant la phase $\gamma$. A mesure que le fer refroidit, il se produit une précipitation de carbone, si bien qu'au-dessous de 723 °C (ligne *PS* sur la figure II.1) le carbone forme dans la cémentite un mélange eutectoïde de

ferrite et de perlite. Dans un acier à bas carbone la perlite se trouve généralement répartie suivant les joints de grains de ferrite ou intercalée entre ceux-ci sous forme d'inclusions (fig. II.2). Un acier riche en perlite est plus résistant mais moins tenace.

Le travail de l'acier au sein d'une construction dépend dans une large mesure de sa structure cristalline et des conditions de cristallisation.

Chaque acier contient un peu de manganèse, de silicium, de phosphore et de soufre ; leur quantité totale ne dépasse généralement pas 1 %. Le phosphore et le soufre sont des impuretés nuisibles ; on n'arrive cependant pas à les éliminer complètement en fonderie. Si l'acier contient plus de 0,045 % de phosphore, il devient cassant à basse température (fragilité à froid). Contenant plus de 0,055 % de soufre, l'acier présente une tendance à la fissuration à chaud (fragilité au rouge).

L'acier est élaboré dans un convertisseur à soufflage d'oxygène par le haut, ou bien dans un four Martin. Le métal fondu est soutiré en poche, puis transvasé en lingotières[1] où il refroidit et cristallise. Au cours de la cristallisation, il se produit un dégagement gazeux et la précipitation des impuretés non métalliques.

Le métal solidifié occupe un volume moins grand qu'à l'état liquide ; les retassures qui s'ensuivent peuvent être dispersées uniformément dans le lingot ou concentrées dans une partie quelconque de celui-ci, généralement dans son quart de haut. Les cavités internes sont parfois remplies de gaz qui se trouvaient en solution dans le métal liquide. Un dégagement gazeux intensif (appelé effervescence) peut conduire à la formation d'une multitude de bulles gazeuses, centres d'attraction des inclusions et des impuretés non métalliques, parmi lesquelles peuvent se trouver certains composés de soufre nuisibles à la qualité de l'acier (à cause des dédoublures, sensibles surtout dans des tôles d'épaisseur supérieure à 18-20 mm). Un acier obtenu dans ces conditions est dit *effervescent*.

L'avantage des *aciers calmés* vis-à-vis des aciers effervescents est dû à leur refroidissement calme en lingotières, sans dégagement gazeux excessif. Un tel refroidissement est assuré en ajoutant au métal un élément désoxydant : silicium, aluminium, manganèse, etc., qui, en formant des scories, supprime le dégagement gazeux (« calme » l'acier) et conduit à la formation d'une grosse poche de retassure à la tête du lingot. Cette partie du lingot (environ 15 % de la masse totale) sera coupée et refondue. Il en résulte un acier beaucoup plus homogène au point de vue des caractéristiques mécaniques et de la composition chimique.

Les aciers effervescents, quoique peu calmés, trouvent toutefois des applications, car ils sont moins chers (10 à 12 % en moyenne) que les aciers calmés ; d'autre part, les petites retassures et cavités du lingot sont fermées et bouchées au cours du laminage à chaud,

[1] On utilise aussi le procédé de la coulée continue d'acier.

surtout si l'épaisseur n'est pas grande ($\leqslant 12$ mm). Ayant des caractéristiques mécaniques voisines de celles des aciers calmés, les aciers effervescents ont une tendance plus prononcée à la ruptuve fragile.

Les *aciers demi-calmés*, à mi-chemin entre aciers effervescents et aciers calmés, sont élaborés dans des lingotières spéciales. Leur calmage incomplet (p. ex. Si = 0,05 à 0,15 % au lieu de Si = 0,12 à 0,3 % pour l'acier calmé) diminue cependant le volume de la poche de retassure, si bien que la partie coupée du lingot ne dépasse généralement pas 8 %.

Les applications des aciers à bas carbone sont les suivantes :

a) aciers calmés (désignation СП) : pour les constructions exploitées à une température inférieure à —30 °C, ou, d'une façon plus générale, à une température quelconque mais dans des conditions particulièrement sévères (charges dynamiques, vibrations,...) ;

*Tableau II.1*

**Composition chimique normalisée des aciers courants à bas carbone d'après GOST 380-71 ***

| Nuance | Teneurs, % | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | C | Mn | Si | P maxi | S maxi |
| Ст0 | $\leqslant 0,23$ | — | — | 0,07 | 0,06 |
| Ст2кп, Ст2пс, Ст2сп | 0,09 à 0,15 | 0,25 à 0,5 | ≈ВСт3 | 0,04 | 0,05 |
| Ст3кп | 0,14 à 0,22 | 0,3 à 0,6 | $\leqslant 0,07$ | 0,04 | 0,05 |
| Ст3пс | | 0,4 à 0,65 | 0,05 à 0,17 | | |
| Ст3сп | | 0,4 à 0,65 | 0,12 à 0,3 | | |
| Ст3Гпс | | 0,8 à 1,1 | $\leqslant 0,15$ | | |
| Ст4кп, Ст4пс, Ст4сп | 0,18 à 0,27 | 0,4 à 0,7 | ≈ ВСт3 | 0,04 | 0,05 |
| Ст5пс, Ст5сп | 0,28 à 0,37 | 0,5 à 0,8 | пс0,05 à 0,17<br>сп0,15 à 0,35 | 0,04 | 0,05 |
| Ст5Гпс | 0,22 à 0,3 | 0,8 à 1,2 | $\leqslant 0,15$ | 0,04 | 0,05 |

*Nota.* 1. La teneur en azote ne doit pas dépasser 0,008 % pour les pièces brutes de laminage, ainsi que pour les lingots, blooms, brames et pour les pièces à laminer, sinon, l'azote non lié entraîne un vieillissement et une fragilisation de l'acier. La teneur en chrome, en nickel et en cuivre ne doit pas dépasser 0,3% pour chacun de ces trois éléments. La teneur en arsenic est limitée à 0,08 %.

2. Un acier demi-calmé à l'aluminium, au titane et avec un autre désoxydant quelconque exempt de silicium, ainsi qu'avec un groupe de désoxydants (p. ex. ferrosilicium + aluminium, etc.), doit contenir moins de 0,05 % de Si.

3. La teneur finale en aluminium de l'acier ВСт3сп des catégories 4,5,6 calmé à l'aluminium ne doit jamais être inférieure à 0,02 %.

4. La tolérance sur la teneur en C et en Si est de $^{+0,03}_{-0,02}$ pour les aciers calmés et demi-calmés. Pour les constructions soudées, la tolérance sur la teneur en C est $^{+0,00}_{-0,02}$ (à spécifier dans la commande). Pour les pièces laminées, la teneur en soufre et en phosphore ne doit pas dépasser 0,055 % et 0,045 % respectivement.

b) aciers demi-calmés (désignation ПС) pour les éléments porteurs principaux des combles et des planchers (fermes, entretoises de cadres, poutres);

c) aciers effervescents (désignation КП): dans les autres cas.

Le choix des types d'acier est un peu moins rigoureux pour les constructions dépourvues de joints soudés.

A chaque coulée d'acier, l'aciérie joint un document spécial ou certificat, qui contient tous les renseignements relatifs à la composition chimique. Les teneurs en éléments chimiques sont réglementées par la norme GOST 380-71 *. Pour les différents éléments d'une construction, on peut utiliser des nuances d'acier différentes, en fonction des teneurs (tableau II.1).

L'acier le plus usité en construction est l'acier de nuance Ст3. Cette nuance se distingue par sa bonne soudabilité, due à une teneur

*Tableau II.2*

**Caractéristiques mécaniques normalisées des aciers courants de construction au carbone d'après la norme GOST 380-71 ***

| Nuance | Résistance à la traction $\sigma_{tr}$, kN/cm² | Limite d'élasticité $\sigma_e$, kN/cm², épaisseur, mm | | | Allongement $\sigma_5$ de l'éprouvette courte, %, épaisseur, mm | | | Pliage à 180° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | < 20 | 20 à 40 | 40 à 100 | < 20 | 20 à 40 | > 40 | < 20 mm |
| Ст0 | 31 | — | — | — | 23 | 22 | 20 | $d=2a$ |
| ВСт2кп | 33 à 42 | 22 | 21 | 20 | 33 | 32 | 30 | $d=0$ |
| ВСт2пс | 34 à 44 | 23 | 22 | 21 | 32 | 31 | 29 | |
| ВСт2сп | | | | | | | | |
| ВСт3кп | 37 à 47 | 24 | 23 | 22 | 27 | 26 | 24 | $d=0,5a$ |
| ВСт3пс | 38 à 49 | 25 | 24 | 23 | 26 | 25 | 23 | |
| ВСт3сп | 38 à 50 | 25 | 24 | 23 | 26 | 25 | 23 | |
| ВСт3Гпс | | | | | | | | |
| ВСт4кп | 41 à 52 | 26 | 26 | 24 | 25 | 24 | 22 | $d=2a$ |
| ВСт4пс | 42 à 54 | 27 | 26 | 25 | 24 | 23 | 21 | |
| ВСт4сп | | | | | | | | |
| ВСт5пс | 50 à 64 | 29 | 28 | 27 | 20 | 19 | 17 | $d=3a$ |
| ВСт5сп | 46 à 60 | 29 | 28 | 27 | 20 | 19 | 17 | |
| ВСт5Гпс | | | | | | | | |

*Nota.* 1. Les aciers plats et profilés d'épaisseur supérieure à 20 mm peuvent avoir une limite d'élasticité de 1 kN/cm² inférieure aux valeurs du tableau.

2. Pour $a > 20$ mm le diamètre est majoré de l'épaisseur de l'éprouvette; $a$, épaisseur; $b$, diamètre du mandrin d'essai.

relativement basse en carbone (moins de 0,22 %) et en silicium (moins de 0,3 %).

Comparé à l'acier Ст3сп, l'acier de nuance Ст3Г пс (tableau II.1) présente une teneur plus forte en manganèse (symbole Г), des caractéristiques mécaniques analogues (tableau II.2) mais une résilience un peu plus favorable, surtout pour des tôles fortes (épaisseur 25 à 30 mm). Cet acier est légèrement moins cher que le Ст3сп.

L'acier Ст0 n'est pas recherché spécialement: c'est un acier tout venant qu'on obtient en rassemblant les aciers de toutes nuances qui ont été rebutés à cause de leurs mauvaises caractéristiques chimiques ou mécaniques. Son emploi n'est admis que pour les éléments qui ne portent aucune charge calculée.

La norme GOST 380-71* classe les aciers fournis par les aciéries en trois groupes:

— les aciers du groupe A ont des caractéristiques mécaniques garanties;

— les aciers du groupe Б ont une composition chimique garantie;

— les aciers du groupe B reçoivent une garantie portant à la fois sur les caractéristiques mécaniques et sur la composition chimique [1].

Le groupe d'aciers B prédomine nettement en construction, car le matériau d'une construction métallique doit être garanti à la fois en ce qui concerne ses propriétés mécaniques et sa composition. La composition chimique des aciers du groupe B correspond à celle des aciers du groupe Б, tandis que leurs caractéristiques mécaniques sont les mêmes que pour les aciers du groupe A.

*Caractéristiques mécaniques de l'acier* [70]

Les principales propriétés mécaniques de l'acier sont la résistance, l'élasticité et la plasticité, caractérisées par mesurage des contraintes et des allongements, et la fragilité, caractérisée indirectement par mesurage de la résilience. La *résistance* est la faculté du matériau de s'opposer aux sollicitations extérieures appliquées. L'*élasticité* consiste en ce que le matériau reprend sa forme géométrique initiale, une fois les charges extérieures supprimées. La *plasticité* est propre aux matériaux qui ne reprennent pas leur état initial après la suppression des charges: le matériau présente donc une déformation permanente. La *fragilité* est la tendance à se rompre à la suite d'une faible déformation.

La relation entre la contrainte et la déformation des différents matériaux est cherchée par voie empirique. La résistance et les propriétés d'élasticité et de plasticité d'un acier sont déterminées par un essai de traction.

---

[1] Etant donné que les aciers au carbone des nuances différentes groupés sous A Б et B ont généralement les mêmes caractéristiques mécaniques garanties et les mêmes résistances de calcul, pour faciliter l'exposé, on va les désigner par « acier 3 », « acier 4 » et « acier 5 », quelles que soient leurs nuances, méthodes d'élaboration et conditions de livraison.

On mesure en outre la résilience et l'angle de pliage à froid de l'acier, afin d'apprécier son état de surface, de mettre en évidence les dédoublures et d'évaluer la plasticité.

**Essai de traction de l'acier.** On soumet une éprouvette à la traction en faisant croître progressivement la charge $P$ et en mesurant les allongements successifs $\Delta l$: on obtient un diagramme expérimental de traction sur lequel l'allongement est exprimé en fonction de

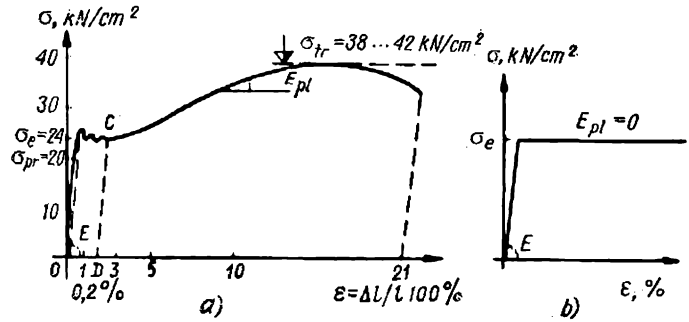



Fig. II.3. Diagramme de traction de l'acier Ст3

la charge. Cette relation est définie aisément sous forme d'une formule contenant les expressions des contraintes et des allongements relatifs:

$$\sigma = \frac{P}{F}; \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} 100\%, \tag{II.1}$$

où $\sigma$ est la contrainte normale, kN/cm²; $F$, l'aire initiale de la section de l'éprouvette; $\varepsilon$, l'allongement relatif, %; $l_0$, la longueur initiale de l'éprouvette.

L'allongement relatif dépend de la longueur et de la section transversale de l'éprouvette.

La norme GOST 1497-73 [72] définit deux types d'éprouvettes: une éprouvette longue $l = 11{,}3\sqrt{F}$ et une éprouvette courte $l = 5{,}65\sqrt{F}$; on a pour les éprouvettes de section ronde $l_{10} = 10d$ et $l_5 = 5d$.

On voit sur la figure II.3, *a* un diagramme de traction expérimental obtenu pour une éprouvette en acier au carbone 3. Au début de la mise en charge, la relation entre la contrainte et l'allongement a la forme d'une fonction linéaire définie par l'équation suivante (loi de Hooke):

$$\sigma = E\varepsilon, \tag{II.2}$$

où $E$ est un coefficient de proportionnalité constant, dit module d'élasticité à la traction ou module de Young. Pour l'acier 3, on a $E = 21\,000$ kN/cm².

La contrainte maximale au-delà de laquelle la fonction cesse d'être linéaire est désignée par le nom de limite de proportionnalité $\sigma_{pr}$. Le domaine élastique situé légèrement au-dessus de ce point (fig. II.3, *a*) correspond à la plus grande déformation qui disparaît complètement après la suppression de la charge.

Pour les aciers à bas carbone qu'on charge au-delà de leur limite de proportionnalité, le diagramme cesse d'être une droite et, en s'élevant graduellement, fait un bond (la « dent » caractéristique des grandes vitesses de mise en charge), ensuite va parallèlement à l'axe horizontal, après de légères oscillations (voir fig. II.3). L'éprouvette s'allonge sans que la charge augmente : il y a « écoulement » du métal. L'écoulement est dû au glissement relatif des couches de métal. La contrainte normale, pratiquement constante, à laquelle le métal commence à s'écouler s'appelle limite d'écoulement ou *limite d'élasticité* $\sigma_e$.

Pour les aciers à bas carbone, le palier horizontal de la courbe, dit *palier d'écoulement*, se situe entre $\varepsilon = 0{,}2$ % et $\varepsilon = 2{,}5$ %. La présence d'un palier d'écoulement est favorable pour le travail de la construction.

Pour les autres aciers, le passage dans le domaine plastique s'opère graduellement, sans palier d'écoulement. On considère alors comme limite d'élasticité, une contrainte qui conduit à une déformation permanente de 0,2 %: $\sigma_e = \sigma_{0,2}$.

Lorsqu'on supprime la charge après que l'éprouvette a subi une déformation plastique, le diagramme redevient une droite *CD* parallèle à la droite de mise en charge dans le domaine élastique (voir fig. II.3, *a*). A partir d'une certaine valeur de l'allongement ($\varepsilon \approx$ $\approx 2{,}5$ % pour l'acier 3), l'écoulement cesse, et le matériau recommence à résister aux déformations : il se produit ce qu'on appelle « la restauration » du métal. La relation entre la contrainte et la déformation prend alors la forme d'une courbe qui traduit une croissance accélérée des déformations.

La distribution de l'allongement suivant la longueur de l'éprouvette est sensiblement uniforme ($\varepsilon \approx 10$ à 12 % pour l'acier 3). Or, les vitesses de déformation des couches extérieures et intérieures de l'éprouvette ne sont pas les mêmes, que ce soit en travers (déformations plus grandes près de la surface) ou en long (la déformation s'annulant pratiquement à mi-longueur de l'éprouvette). A partir d'une certaine contrainte maximale, il se produit alors la *striction* : c'est un étranglement local de l'éprouvette, caractérisé par une déformation plastique accentuée autour de la section critique ($\varepsilon \approx 20$ à 25 % pour l'acier 3, compte tenu de l'allongement uniforme).

La striction conduit à un état de contrainte triaxiale et aux microfissures, qui occasionnent finalement la rupture.

La résistance limite du matériau (avant la striction) est caractérisée par une contrainte conventionnelle maximale de rupture rapportée à la section primitive de l'éprouvette. Cette contrainte s'appelle charge de rupture, ou *résistance à la traction* $\sigma_{tr}$.

*Tableau II.3*

**Caractéristiques garanties des différentes catégories d'aciers du groupe B suivant GOST 380-71 (+)**

| Catégorie d'acier | Nuances d'acier de tous degrés de calmage et à teneur accrue en manganèse | Composition chimique; $\sigma_{tr}$; $\delta_5$; pliage à 180° | Limite d'élasticité $\sigma_e$ | Résilience | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | température, °C | | métal vieilli après déformation |
| | | | | +20 | −20 | |
| 1 | ВСт2 à ВСт5 | + | — | — | — | — |
| 2 | | + | + | — | — | — |
| 3 | ВСт3 à ВСт4 | + | + | + | — | — |
| 4 | ВСт3 | + | + | — | + | — |
| 5 | | + | + | — | + | + |
| 6 | | + | + | — | — | + |

*Nota.* Les aciers des catégories 3, 4, 5 et 6 sont calmés ou demi-calmés. Par commun accord des parties, on admet la livraison des aciers effervescents ВСт5 et ВСт4 de la catégorie 3, à condition de satisfaire aux exigences du tableau II.4.

*Tableau II.4*

**Valeurs de la résilience pour les aciers ВСт3пс, ВСт3сп et ВСт3Гпс selon GOST 380-71 ***

| Produit laminé | Sens de découpage de l'éprouvette | Epaisseur, mm | | Résilience, J/cm² | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | pour les aciers ВСт3пс et ВСт3сп | pour l'acier ВСт3Гпс | minimale, température, °C | | pour le métal vieilli après déformation |
| | | | | +20 | −20 | |
| Tôles | Travers | 5 à 9 | 5 à 9 | 80 (70) | 40 | 40 |
| | | 10 à 25 | 10 à 30 | 70 (60) | 30 | 30 |
| | | 26 à 40 | 31 à 40 | 50 (40) | — | — |
| Larges-plats | Long | 5 à 9 | 5 à 9 | 100 | 50 | 50 |
| | | 10 à 25 | 10 à 30 | 80 | 30 | 30 |
| | | 26 à 40 | 31 à 40 | 70 | — | — |
| Profilés | Long | 5 à 9 | 5 à 9 | 110 (100) | 50 | 50 |
| | | 10 à 25 | 10 à 30 | 100 (90) | 30 | 30 |
| | | 26 à 40 | 31 à 40 | 90 (70) | — | — |

*Nota.* Les valeurs entre parenthèses concernent les aciers des nuances ВСт4пс et ВСт4сп.

L'allongement permanent total mesuré après la rupture caractérise la plasticité de l'acier ; un autre critère de plasticité, qui caractérise en même temps l'état de contrainte dans la section étranglée, est la striction $\psi = (F_0 - F)/F_0$, où $F_0$ et $F$ sont les sections initiale et finale de l'éprouvette ronde.

Le module des déformations plastiques $E_{pl}$ étant faible (fig. II.,3, *a*), dans les études théoriques portant sur le travail élasto-plastique des aciers à bas carbone, il est souvent admis que ce module est nul ; on adopte pour tous les aciers un diagramme de traction théorique d'un matériau élasto-plastique idéal (diagramme de Prandtl, fig. II. 3, *b*).

Ainsi donc, les principales caractéristiques mécaniques définissant le travail de l'acier sont :

— deux caractéristiques de résistance : la résistance à la traction $\sigma_{tr}$ et la limite d'élasticité $\sigma_e$ ;

— une caractéristique de plasticité : l'allongement relatif $\delta_5$ (désignation adoptée pour l'éprouvette courte). Ces caractéristiques (tableau II.2), ainsi que les renseignements sur la composition chimique (voir tableau II.1), figurent sur le certificat qui accompagne chaque lot de métal livré. La norme GOST 380-71* précise les caractéristiques mécaniques qui doivent être garanties pour les aciers courants au carbone (voir tableau II. 2). Les caractéristiques mécaniques diminuent légèrement à mesure que l'épaisseur du métal laminé augmente.

Les normes de qualité applicables aux aciers d'une même nuance diffèrent selon la catégorie. Les caractéristiques à normaliser en priorité pour toutes les catégories des aciers sont la composition chimique, la résistance à la traction, l'allongement, les résultats de l'essai de pliage à froid. Les autres caractéristiques, qui sont normalisées ou non suivant la catégorie de l'acier, sont résumées au tableau II.3. La plus importante de celles-ci est la résilience (tableau II.4), qui caractérise indirectement la tendance à la rupture fragile de l'acier et sa sensibilité aux détériorations de toute nature.

### 2. *Aciers de résistance accrue et de haute résistance*

L'emploi des aciers de résistance accrue et de haute résistance constitue un moyen d'économiser l'acier utilisé dans le bâtiment. Pour augmenter la résistance de l'acier, en particulier sa limite d'élasticité, on a recours à quelques artifices.

La distension de l'acier au-delà de sa limite d'élasticité conduit à des déplacements plastiques. Pour améliorer la résistance de l'acier à ces déplacements, on peut :

— effectuer un traitement thermique de nature à affiner le grain ou de réduire l'uniformité de la structure cristalline ;

— introduire dans l'acier certains éléments d'alliage qui forment avec le fer des solutions solides contenant des inclusions de substances de haute dureté : carbures (composés chimiques du carbone), nitrures (composés d'azote), etc.

Les différents éléments font varier les propriétés de l'acier de différentes façons.

Le carbone C augmente la résistance et réduit la plasticité, mais nuit quelque peu à la soudabilité ; aussi est-on obligé de limiter sa quantité à 0,22 %.

Le manganèse Mn augmente un peu la résistance, calme l'acier et neutralise l'influence défavorable du soufre S en s'unissant facilement à celui-ci ; en revanche, une teneur en manganèse plus forte que 1,5 % fragilise l'acier.

Le silicium Si fait croître la résistance et représente un bon calmant, mais sa teneur supérieure à 0,35 % nuit à la plasticité, d'où la nécessité de limiter sa quantité. La teneur excessive en Si nuit quelquefois aux qualités de soudabilité, nécessitant un régime de soudage particulier.

Les additions de nickel Ni sont à conseiller tant pour la résistance que pour la plasticité ; malheureusement, ce métal est rare, aussi préfère-t-on d'employer en bâtiment des aciers sans nickel.

Les qualités mécaniques de l'acier sont nettement améliorées en ajoutant des éléments qui forment des carbures et se dissolvent bien dans la ferrite : ce sont le vanadium V, le chrome Cr, le molybdène Mo, le bore B et autres.

L'azote N exerce sur l'acier une influence différente selon qu'il est lié ou non :

— à l'état libre l'azote est nuisible, car il occasionne le vieillissement et fragilise l'acier ; sa teneur est limitée de ce fait à 0,008 % ;

— l'azote chimiquement lié, sous forme de nitrures, affine le grain, en améliorant les caractéristiques de l'acier.

Le traitement thermique, constitué par une trempe suivie d'un revenu ou par une normalisation, est très propice pour les qualités mécaniques. Le but essentiel du traitement thermique est de modifier la structure et d'affiner le grain, ce qui fait croître la résistance et retarde l'écoulement (malgré une certaine diminution de la plasticité) ; la résistance à la rupture fragile s'en trouve accrue en même temps.

Le traitement thermique de l'acier peut revêtir les formes suivantes :

— la trempe ;
— le recuit ;
— la normalisation ;
— le revenu.

La *trempe* consiste à porter l'acier à une température supérieure à $Ac_3$ (910 °C), afin de former l'austénite ou le fer $\gamma$ et à le refroidir rapidement afin de fixer la solution solide de carbone en fer $\alpha$ (martensite). On obtient des structures variées, caractérisées par une dureté et une taille de grain différentes, suivant que le refroidissement a été plus ou moins lent.

Le *recuit* est un refroidissement lent de l'acier chauffé au-dessus de $Ac_3$ (910 à 930 °C), qui conduit à une formation graduelle de la

perlite. La *normalisation* est une variété du recuit, qui s'effectue par refroidissement naturel à l'air; elle est donc plus rapide. Le recuit et la normalisation suppriment les contraintes internes de cristallisation et de laminage en contribuant à la formation d'une structure ferrito-perlitique plus stable et équilibrée.

Le *revenu* s'effectue en chauffant l'acier sans transgresser la ligne des transformations de phase $Ac_1$ (723 °C) et en le refroidissant ensuite; son but est d'obtenir une structure homogène et stable. On distingue un revenu élevé, moyen et bas, en fonction de la température. Un revenu élevé (600 à 650 °C) fait diminuer légèrement la résistance à la traction et augmente la plasticité. Un revenu bas (350 à 400 °C) est souvent mauvais pour la résilience.

Une telle variété des procédés d'élaboration des aciers de résistance accrue et de haute résistance permet d'obtenir une multitude de nuances d'aciers, toutes définies par les normes GOST 19281-73 et GOST 19282-73, ainsi que par des cahiers de charges spéciaux.

Pour une meilleure interprétation des désignations des nuances d'aciers faiblement alliés employées dans les normes GOST, on décrit ci-dessous la signification des différents chiffres et lettres. Les deux premiers chiffres d'une désignation indiquent la teneur moyenne en carbone (en centièmes de %). Les lettres qui suivent sont des symboles des additions:

| | |
|---|---|
| manganèse | .Г |
| silicium | .С |
| chrome | .Х |
| nickel | .Н |
| cuivre | .Д |
| vanadium | .Ф |
| bore | .Р |
| molybdène | .М |
| azote | .А |
| titane | .Т |
| aluminium | .Ю |
| phosphore | .П |

Les chiffres qu'on voit après ces lettres indiquent le pourcentage approximatif de chaque élément (en nombres entiers) supérieur à 1 %. Une teneur inférieure à 0,3 % n'est pas indiquée. Le tableau II.5 donne les compositions chimiques des aciers, et le tableau II.6, leurs caractéristiques mécaniques.

Il y a beaucoup de nuances d'acier possédant des qualités sensiblement identiques; pour cette raison les Règles SNiP II-B. 3-72 divisent les aciers en plusieurs classes de résistance, en fonction de leurs caractéristiques mécaniques en traction (voir tableau II.7). La désignation de chaque classe a la forme d'une fraction dont le numérateur indique la valeur minimale garantie de la résistance à

*Tableau II.5*

**Composition chimique des nuances usitées d'aciers faiblement alliés (en %)**

| Norme | Nuance | Teneurs, % | | | Autres éléments |
|---|---|---|---|---|---|
| | | C | Si | Mn | |
| GOST 19281-73<br>GOST 19282-73 | 09Г2<br>14Г2<br>16ГС<br>09Г2С<br>10Г2С1 | ⩽ 0,12<br>0,12 à 0,18<br>0,12 à 0,18<br>⩽ 0,12<br>⩽ 0,12 | 0,17 à 0,37<br>0,17 à 0,37<br>0,4 à 0,7<br>0,5 à 0,8<br>0,9 à 1,2 | 1,4 à 1,8<br>1,2 à 1,6<br>0,9 à 1,2<br>1,3 à 1,7<br>1,3 à 1,65 | Cr, Ni, Cu 0,3 chacun |
| | 15ГФ | 0,12 à 0,18 | 0,17 à 0,37 | 0,9 à 1,2 | Cr, Ni, Cu 0,3 chacun ;<br>V 0,05 à 0,1 |
| | 15ХСНД | 0,12 à 0,18 | 0,4 à 0,7 | 0,4 à 0,7 | Cr 0,6 à 0,9 ; Ni 0,3 ; Cu 0,2 à 0,4 |
| | 10ХСНД | 0,12 | 0,8 à 1,1 | 0,5 à 0,8 | Cr 0,6 à 0,9 ; Ni 0,6 à 0,8 ; Cu 0,4 à 0,6 |
| | 15Г2СФ | 0,12 à 0,18 | 0,4 à 0,7 | 1,3 à 1,7 | V 0,05 à 0,1 ; Cr, Ni, Cu ⩽ 0,33 |
| | 16Г2АФ | 0,14 à 0,2 | 0,3 à 0,6 | 1,3 à 1,7 | V 0,08 à 0,14 ; Cr ⩽ 0,4 ; Ni, Cu ⩽ 0,3 |
| ЧМТУ ЦНИИЧМ 1389-65 | 15ХГ2СФМР | 0,12 à 0,18 | 0,4 à 0,7 | 1,5 à 1,8 | V 0,05 à 0,1 ; Cr 0,4 à 0,7 ; Ni, Cu ⩽ 0,3 ; Mo 0,15 à 0,25 ; B 0,002 à 0,005 |
| ТУ 14-1-1308-75<br>ЧМТУ 1-45-67 | 12Г2СМФ ;<br>14ГСМФР | 0,09 à 0,15 | 0,4 à 0,7 | 1,2 à 1,6 | V 0,07 à 0,15 ; Mo 0,15 à 0,25 ; Cr, Ni, Cu ⩽ 0,3 |

*Nota.* Pour toutes les nuances S ⩽ 0,04 % ; P ⩽ 0,035 %.

*Tableau II.6*

## Caractéristiques mécaniques des aciers faiblement alliés

| Nuance | Epaisseur des produits laminés, mm | Conditions normales de livraison | | | | | | Conditions de livraison après traitement thermique | | | | | | Facteur approximatif d'élévation de prix par rapport à l'acier 3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | caractéristiques en traction | | | résilience, J/cm² à la température, °C | | | épaisseur des produits laminés, mm | caractéristiques en traction | | | résilience $a_K$, J/cm² à la température, °C | | |
| | | $\sigma_{tr}$, kN/cm² | $\sigma_e$, kN/cm² | $\delta_5$, % | +20 | −40 | −70 | | $\sigma_{tr}$, kN/cm² | $\sigma_e$, kN/cm² | $\delta_5$, % | −40 | −70 | |
| 09Г2 | 4 à 20 | 45 | 31 | 21 | — | 30 | — | 10 à 20 | 52 | 40 | 19 | 50 | 30 | 1,15 |
| | 21 à 32 | | 30 | | — | 40 | — | — | — | — | — | — | — | |
| 14Г2 | 4 à 10 | 47 | 34 | 21 | — | 35 | — | 5 à 9 | — | — | — | — | — | 1,17 |
| | 11 à 32 | 46 | 33 | | — | 30 | — | 10 à 32 | 54 | 40 | 18 | 40 | 30 | (1,3) |
| 16ГС | 4 à 10 | 50 | 33 | 21 | | 40 | 30 | 10 à 32 | 52 | 40 | 18 | 40 | 30 | — |
| | 11 à 20 | 49 | 32 | | 60 | 30 | 25 | | | | | | | |
| | 21 à 32 | 48 | 30 | | 60 | 30 | 25 | | | | | | | |
| | 33 à 60 | 47 | 29 | | 60 | 30 | 25 | | | | | | | |
| 09Г2С | 4 à 10 | 50 | 35 | 21 | | 40 | 35 | — | — | — | — | — | — | — |
| | 11 à 20 | 48 | 33 | | 60 | 35 | 30 | | | | | | | |
| | 21 à 32 | 47 | 31 | | 60 | 35 | 30 | | | | | | | |
| | 33 à 60 | 46 | 29 | | 60 | 35 | 40 | | | | | | | |
| 10Г2С1 | 4 à 10 | 52 | 38 | 21 | | 40 | 30 | 10 à 40 | 54 | 40 | 19 | 50 | 30 | 1,2 (1,33) |
| | 11 à 20 | 51 | 36 | | 60 | 30 | 25 | | | | | | | |
| | 21 à 32 | 50 | 35 | | 60 | 30 | 25 | | | | | | | |
| | 33 à 60 | 48 | 34 | | 60 | 30 | 25 | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 15ГФ | 4 à 10<br>11 à 20<br>21 à 32 | 52<br>52<br>48 | 38<br>36<br>34 | 21 | — | 40<br>30<br>30 | — | — | — | — | — | — | — | 1,28 |
| 15ХСНД | 4 à 32 | 50 | 35 | 21 | — | 30 | 30 | 10 à 32 | 60 | 50 | 17 | 40 | 30 | 1,42<br>(1,56) |
| 10ХСНД | 4 à 15<br>16 à 40 | 54<br>52 * | 40 | 19 | — | 40<br>50 | 30<br>50 | 16 à 40 | 52 * | 40 | — | — | — | 1,67 |
| 16Г2АФ | 4 à 40 | 60 | 45 | 18 | — | — | 30 | — | — | — | — | — | — | 1,45 |
| 15Г2СФ | 5 à 32 | 56 | 40 | 18 | — | 35 | — | 12 à 32 | 60 | 50 | 17 | 50 | — | 1,27<br>(1,42) |
| 12Г2СМФ | | — | — | — | — | — | — | 8 à 30 | 75 | 60 | 13 | 35 | — | 1,68 |
| 15ХГ2СФР | — | 65 | 50 | 15 | — | 30 | — | — | — | — | — | — | — | 1,95 |
| 15ХГ2СФМР | — | 80 | 60 | 13 | — | 30 | — | — | 85 | 75 | 12 | 40 | — | 2,16 |

* Les valeurs de $\sigma_{tr}$ pour l'acier 10ХСНД d'épaisseur supérieure à 15 mm se rapportent uniquement à l'état trempé-revenu.

*Nota.* 1. Les aciers de toute nuance doivent subir un essai de pliage à froid à 180° avec $c=2a$, où $c$ épaisseur du mandrin, $a$ épaisseur du produit laminé essayé.

2. La valeur minimale de la résilience à 20 °C, exigée par la norme GOST 9454-60, doit constituer 30 J/cm² après vieillissement mécanique effectué conformément à la norme GOST 7268-67 *.

3. Les valeurs entre parenthèses se rapportent aux aciers trempés et revenus.

*Tableau 11.7*

**Caractéristiques des aciers de construction**

| Groupe de résistance | Classe de résistance | Nuance | Résistance de calcul à la traction kN/cm² | Conditions de livraison | Norme |
|---|---|---|---|---|---|
| Résistance normale $\sigma_e \approx 0{,}6\,\sigma_{tr}$ | C38/23 | ВСт3, ВСт3Гпс, М16С | 21 | Laminé à chaud | GOST 380-71 * GOST 6713-53 |
| Résistance accrue $\sigma_e \leqslant 0{,}75\,\sigma_{tr}$ | C44/29 | 09Г2, 16ГС, 09Г2С | 26 | Idem | GOST 19281-73, GOST 19282-73 |
| | C46/33 | 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД | 29 | Idem | |
| | C52/40 | 15Г2СФ | 34 | Idem | |
| | | 10ХСНД ; 14Г2т/о ; 10Г2С1т/о | | Traitement thermique (trempe + revenu) | |
| Haute résistance $\sigma_e \geqslant (0{,}75 \text{ à } 0{,}8)\,\sigma_{tr}$ | C60/45 | 16Г2АФ | 38 | Traitement thermique (normalisation) | |
| | | 15Г2СФт/о, 15ХСНДт/о | | Traitement thermique (trempe + revenu) | |
| | C70/60 | 12Г2СМФ, 14ГСМФР | 45 | Idem | ТУ14-1-1308-75 ; ЧМТУ1-45-67 |
| | C85/75 | 15ХГ2СМФР | 53 | Traitement thermique | ЧМТУ1389-65 |

*Nota.* т/о signifie : traitement thermique.

la traction en kN/cm² (kgf/mm²), et le dénominateur, la valeur minimale de la limite d'élasticité [1].

Grâce à l'emploi des aciers de résistance accrue et de haute résistance, on arrive à diminuer la masse des constructions métalliques de 15 à 30 %. Les aciers de ce type s'utilisent surtout pour de gros ouvrages demandant énormément de métal, ainsi que pour les constructions exploitées aux basses températures, car les aciers faiblement alliés sont peu enclins à la rupture fragile. Il est à noter cependant que le prix des constructions ne diminue pas, mais, au contraire, augmente quelque peu par rapport aux constructions en acier 3, ce qui s'explique par le prix du métal et les frais de fabrication, surtout lorsqu'il s'agit des aciers de haute résistance (tableau II.8).

*Tableau II.8*

**Comparaison des caractéristiques économiques moyennes des aciers de résistance accrue et de haute résistance**

| Indice | Aciers | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | courant | de résistance accrue | | de haute résistance | |
| Classe de résistance . . . | C38/23 | C46/33 | C52/40 | C60/45 | C70/60 |
| Résistance de calcul, kN/cm² . . . . . | 21 | 29 | 34 | 38 | 45 |
| Nuance d'acier . . . . . | ВСт3 | 10Г2С1 | 15Г2СФ | 16Г2АФ | 14СМФР |
| Taux d'allègement des constructions (en moyenne) | 1 | 0,82 | 0,75 | 0,7 | 0,65 |
| Facteur moyen d'élévation des frais de fabrication et de montage des constructions . . . . . | 1 | 1,08 | 1,15 | 1,2 | 1,27 |
| Coefficient forfaitaire d'élévation du prix final de l'œuvre due à l'emploi des aciers plus onéreux | 1 | 1,01 | 1,04 | 1,1 | 1,15 à 1,2 |
| Diminution de la masse des constructions (en %) . . . | 0 | 18 | 25 | 30 | 35 |

De toutes les nuances d'acier de résistance accrue, on préfère naturellement celles qui, présentant des caractéristiques satisfaisantes (mécaniques et autres), sont d'un prix moindre. Ce sont surtout les éléments d'alliage et le traitement thermique qui font augmenter le prix : aussi la préférence sera-t-elle donnée aux aciers laminés à chaud et aux aciers qui n'ont subi qu'un traitement thermique élémentaire (normalisation), eu égard aux facteurs économi-

[1] Si le palier d'écoulement est inexistant, on adopte comme limite d'élasticité une contrainte qui provoque un allongement permanent de 0,2 % ($\sigma_{0,2}$).

ques. Ce seront, dans les classes de résistance correspondantes, les aciers des nuances 09Г2С, 14Г2, 10Г2С1, 15Г2СФ, 16Г2АФ.

Les données du tableau II.8 sont calculées pour l'établissement des projets et devis de construction des bâtiments industriels équipés de ponts roulants qui travaillent dans des conditions dures : il a été tenu compte du facteur d'élévation du prix d'acier tiré du tableau II.6.

La divergence des prix doit diminuer à mesure que les aciers des nuances indiquées deviennent plus répandus, donc moins chers, et que la résistance des aciers employés devient plus élevée. Un acier courant Ст3 de la classe С38/23 présente un rapport $\sigma_e/\sigma_{tr} \approx 0{,}6$ pour un allongement $\varepsilon = 21$ %, ce qui témoigne d'une marge de plasticité considérable. Un acier de résistance accrue présentant un rapport $\sigma_e/\sigma_{tr} \leqslant 0{,}75$ pour $\varepsilon \geqslant 17$ % a une marge de plasticité moins grande. Les deux dernières classes d'aciers de haute résistance ($\sigma_e/\sigma_{tr} \approx 0{,}85$ ; $\varepsilon \geqslant 12$ à 13 %) sont caractérisées par une marge de plasticité très restreinte, si bien que la rupture des éprouvettes se produit avec une faible déformation mais sous des contraintes appliquées élevées.

### 3. *Alliages d'aluminium*

Les alliages d'aluminium utilisés dans les constructions contiennent des additions variées : magnésium, manganèse, silicium, cuivre,... Dans le texte qui suit, les constructions fabriquées à partir d'un alliage à base d'aluminium seront désignées comme « constructions en aluminium ».

On distingue :

— les alliages de fonderie, utilisés surtout en construction mécanique ;

— les alliages de forge et de laminage, employés dans le bâtiment : ce sont des matériaux qui se prêtent à l'usinage par déformation, c'est-à-dire par les procédés de filage, d'emboutissage, d'étirage, de laminage, etc.

La bonne dureté de ces alliages est obtenue non seulement grâce aux éléments d'alliage, mais aussi par un travail mécanique des pièces brutes de fonderie (écrouissage, étirage) et, quelquefois, par un traitement thermique (trempe, maturation, ...).

On désigne les alliages en indiquant les éléments d'addition :

АМг : alliages d'aluminium et de magnésium (p. ex. АМг6, où le chiffre 6 indique que l'alliage en question contient environ 6 % de Mg) ;

АМц : un alliage d'aluminium et de manganèse ;

АВ (avial) et АД : alliages d'aluminium contenant du magnésium et du silicium ;

Д1, Д2, etc: les duralumins (le chiffre indique le numéro de référence de l'alliage), constitués essentiellement d'aluminium, de magnésium et de cuivre ;

В : alliages à haute résistance (В65, В92, . . .) à base d'aluminium, de magnésium, de cuivre et de zinc ; ils sont chers.

Les alliages désignés par le symbole АД correspondent aux alliages de forge et de laminage conformes aux normes internationales : les chiffres indiquent le numéro de l'alliage (p.ex. АД31, АД33, . . .).

Il y a aussi des désignations internationales des alliages qui renseignent sur la composition chimique : c'est ainsi que dans le symbole 1915 le chiffre 1 désigne l'élément de base de tous les alliages (l'aluminium), le chiffre 9 indique la teneur en zinc, tandis que les deux derniers chiffres constituent le numéro de l'alliage.

L'état de livraison est indiqué par une lettre :

M recuit (alliage doux) ;

T trempe et vieillissement naturel ;

T1 vieillissement artificiel ;

H état écroui ;

П état semi-écroui.

Le traitement thermique peut élever de 1,3 à 1,5 fois la résistance de l'alliage, tout en diminuant par ailleurs l'allongement.

Les Règles SNiP II-24-74 préconisent, pour l'emploi en construction, les alliages de forge et de laminage dont les variétés et les états de livraison sont indiqués dans le tableau II.9.

*Tableau II.9*

**Alliages d'aluminium et leurs états de livraison**

| Traitement thermique | | Traitement thermique | |
|---|---|---|---|
| oui | non | oui | non |
| АД31Т | АД1М * | 1925Т | АМг2М * |
| АД31Т1 | АМцМ * | 1915Т | АМг2П |

* Sous forme de tôles, ces alliages peuvent être utilisés au-delà du domaine élastique.

Les alliages thermiquement traités, livrés sous forme de profilés et de tubes, peuvent être employés pour les constructions soudées, à condition de prévoir un traitement thermique ultérieur indispensable pour augmenter la résistance de la soudure, car la résistance d'un joint soudé non traité ne constitue qu'à peu près 60 % de celle du métal de base.

Les alliages livrés en tôles sans traitement thermique présentent une bonne soudabilité et des caractéristiques mécaniques particulièrement élevées ; on les emploie d'autant plus largement pour les constructions soudées qu'ils offrent une bonne tenue à la corrosion. L'alliage АМц, quoique peu résistant, présente une tenue remarquable à la corrosion, ainsi qu'une bonne soudabilité et un prix intéressant.

## § 8. TRAVAIL DE L'ACIER AU SEIN DE LA CONSTRUCTION

### 1. *Travail élastique et plastique de l'acier. Déformations plastiques. Rupture*

Le travail du matériau d'une construction caractérisée par un état de contrainte dépend beaucoup de la structure de l'acier. On dénote une très forte influence de la distribution non uniforme des contraintes dans la section. Les concentrations de contrainte s'avèrent particulièrement défavorables dans les conditions des charges variables, des basses températures, etc., à cause de la restriction du domaine de travail plastique du métal et du danger de la rupture fragile.

L'acier à bas carbone est une matière cristalline formée d'un enchevêtrement de cristaux à orientations différentes. Les atomes constituant un cristal sont arrangés dans un ordre stricte formant un réseau spatial. L'équilibre du cristal est assuré par les forces d'interaction atomique. Malgré la différence d'orientations des cristaux, on admet par convention, à cause du nombre extrêmement élevé des cristaux, que le métal est isotrope, c'est-à-dire que ses propriétés sont analogues dans toutes les directions.

Tout effort appliqué sur le corps provoque un léger déplacement des atomes, dont les interactions varient; il en résulte une distorsion des cristaux et du réseau atomique. Aussitôt que la charge a été supprimée, la forme des cristaux et du réseau se rétablit, si bien que les atomes reviennent à leurs places initiales et les interactions redeviennent les mêmes qu'auparavant. Tant que les déplacements restent faibles, les forces d'interaction varient suivant une loi sensiblement linéaire (loi de Hooke). La déformation reste élastique, c'est-à-dire que le matériau reprend toutes ses propriétés après la suppression de la charge.

Si la charge exercée sur le corps est supérieure à la limite d'élasticité, la déformation provoque des déplacements de cisaillement au sein du réseau cristallin. La charge s'annulant, seule la composante élastique des déplacements se rétablit : le matériau subit une déformation permanente dont l'importance est caractéristique des propriétés élastiques du métal. La déformation plastique n'affecte pas simultanément l'ensemble des grains dont les réseaux cristallins ont des orientations différentes. A un certain moment, les déplacements de cisaillement accumulés font naître des stries caractéristiques (lignes de Tchernov-Lüders) nettement visibles sur les éprouvettes ; ces stries sont inclinées sous un angle de 40 à 45 ° sur la ligne d'action des forces (fig. II.4, *a*, *b*). Ce sont les traces des déplacements plastiques des couches de métal, ou les lieux d'intersection de la surface du corps avec les plans de glissement ; certains cristaux glissent dans ce plan sur d'autres cristaux, sans que la rupture s'ensuive. Les stries persistent après qu'on a supprimé les charges. Leur direction coïncide généralement avec celle des contraintes tangentielles maximales.

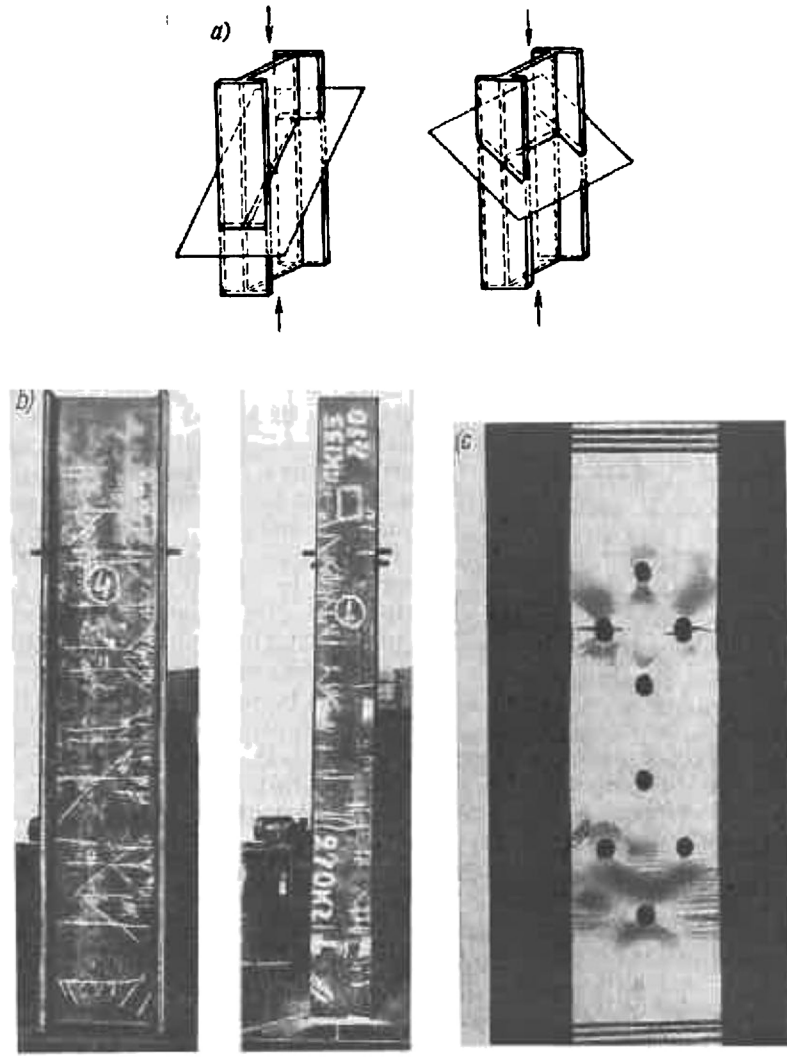



Fig. II.4. Lignes de Tchernov-Lüders:
*a*) plan d'écoulement du métal; *b*) lignes d'écoulement sur une poutrelle comprimée; c) idem, sur une bande de tôle tendue

Le mécanisme des glissements plastiques (écoulement du métal) est expliqué par la théorie des dislocations.

La structure d'un métal n'est jamais parfaite. Les imperfections apparaissent au stade de la cristallisation et de la germination, ainsi qu'à la suite du traitement mécanique subi (laminage). On distingue les imperfections ponctuelles et les défauts de structure, qui perturbent la régularité de l'édifice cristallin. Une imperfection ponctuelle peut correspondre par exemple à l'absence d'un atome dans un nœud du réseau ou à la substitution par un atome « étranger »; un atome peut parfois s'insérer dans l'interstice, etc. Dans ces cas les forces d'interaction atomique ou les champs de contrainte se trouvent quelque peu modifiés. Les imperfections de ce type peuvent évoluer avec le temps ou sous l'action d'une température élevée, affectant dans une certaine mesure les propriétés mécaniques du matériau (vieillissement). Mais ce sont surtout les imperfections linéaires, dites *dislocations*, qui déterminent les caractéristiques mécaniques du métal.

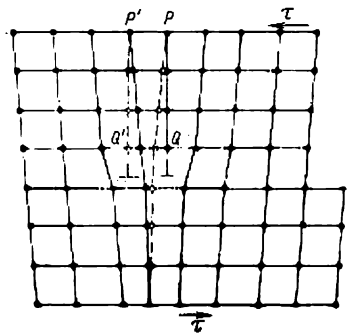


Fig. II.5. Imperfections du réseau cristallin

Pendant la cristallisation et la germination, le réseau cristallin subit parfois des distorsions. Par exemple, un plan cristallographique « irrégulier» vient s'insérer entre deux plans « réguliers »: le bord de ce plan constitue alors un défaut, appelé *ligne de dislocation* et désigné par un symbole ⊥ (fig. II.5). Un autre exemple est donné par une dislocation vis, qui apparaît lorsque le réseau cristallin est « coupé » et que ses bords subissent un déplacement relatif suivant une ligne hélicoïdale. Les lignes de dislocation cheminant d'atome en atome sous l'action des efforts extérieurs appliqués, le réseau atomique subit un déplacement par translation, mais la rupture du matériau n'a pas lieu.

Puisque le mouvement des dislocations se développe graduellement (à la manière de la propagation d'une onde isolée), l'effort nécessaire pour le déplacement par translation est très inférieur à celui qu'exigerait théoriquement un réseau cristallin idéal, car dans ce dernier cas on aurait à surmonter la résistance totale de l'ensemble des nœuds de la structure.

L'éprouvette étant soumise à une traction, les plans de glissement dans les différents grains prennent des orientations différentes, car le réseau cristallin, lui, n'est pas orienté uniformément; les déplacements dans les grains ne sont donc pas simultanés. Les dislocations s'accumulent aux joints de grains, de nouvelles dislocations s'y ajoutent, les déplacements s'opèrent par des plages entières: c'est l'*écoulement* du métal. Les inclusions de perlite et (dans

les aciers alliés) de carbures durs et d'autres composés chimiques verrouillent les dislocations en retardant le moment de l'écoulement.

Au fur et à mesure que la charge augmente, il se produit une restauration (durcissement secondaire) du matériau grâce au développement des dislocations à orientations différentes et à la formation de plages différemment orientées qui s'opposent au déplacement. La charge étant supprimée, une déformation résiduelle persiste mais on remarque que la limite d'élasticité a augmenté : ce phénomène est appelé *durcissement par écrouissage*.

Ainsi donc, le rôle des dislocations est ambigu : peu nombreuses, elles durcissent le métal en s'opposant aux déformations plastiques ; plus nombreuses, elles diminuent la résistance du métal, qui devient moins compact.

En s'accumulant, les déformations plastiques et les contraintes tangentielles peuvent conduire à une ruine définitive (désintégration). On distingue :

— la rupture ductile (plastique), qui s'opère par cisaillement ;
— la rupture fragile, s'opérant par décohésion ;
— la rupture mixte.

Dans le cas de la *rupture ductile* les dislocations accumulées se concentrent dans certaines régions en faisant naître des microporosités et une striction (contracture du métal). Lorsque la différence des vitesses de déplacement dépasse un certain niveau, des microcontraintes internes apparaissent dans le matériau. L'intensité de ces microcontraintes devenant supérieure aux forces de cohésion, des microfissures commencent à se propager en contribuant à la redistribution des contraintes internes ; elles peuvent donner naissance soit à de nouvelles concentrations de microcontraintes, soit à des macrofissures dont la propagation critique aboutit à la rupture à brève échéance.

Ainsi donc, la rupture ductile comporte trois stades :

— l'apparition d'une fissure ;
— son développement ou propagation jusqu'à une valeur critique ;
— la décohésion.

Les causes premières de la rupture ductile sont des contraintes tangentielles et des déformations plastiques liées à la migration des dislocations. Par contre, la rupture finale s'opère par décohésion, au moment où l'énergie accumulée à la surface de la fissure devient supérieure à l'énergie des liaisons interatomiques.

La *rupture fragile* (décohésion) se produit lorsque les déformations élastiques du matériau deviennent supérieures à la charge de rupture, dans les conditions où les déplacements plastiques sont gênés. Elle est généralement consécutive à des contraintes normales intenses. C'est la structure du métal qui détermine essentiellement sa cohésion. La grande taille des grains diminue la cohésion et abaisse la limite d'élasticité ; un grain fin augmente l'une et l'autre. Les buts essentiels de tous les traitements thermiques et de l'introduction

d'éléments d'alliage se réduisent justement à obtenir une structure homogène à grain fin assurant de bonnes caractéristiques mécaniques, ainsi qu'à réunir certaines conditions propres à bloquer les dislocations.

Pour expliquer le phénomène de rupture fragile, on doit abandonner la notion de continuité du métal. En réalité, le métal présente toujours certaines imperfections de structure sous forme de microporosités et de microfissures, qui peuvent se propager et fusionner

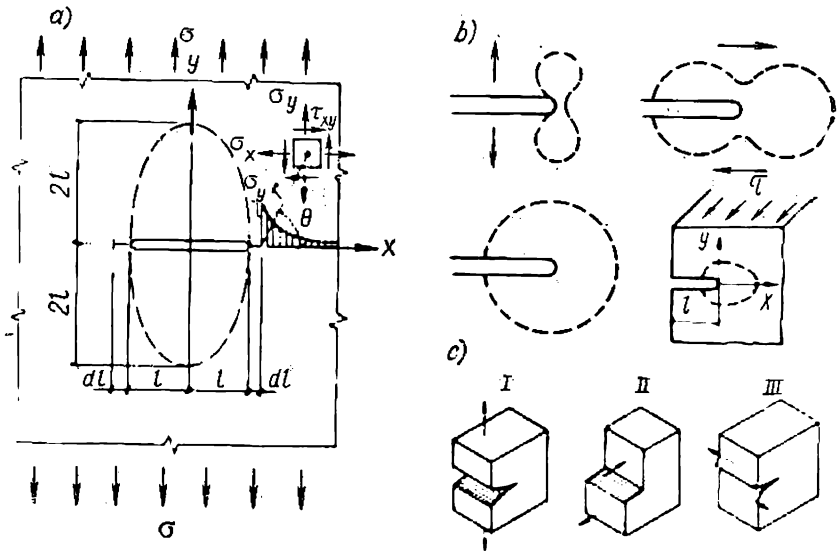



Fig. II.6. Propagation des fissures:
a) schéma géométrique conventionnel d'une fissure; b) zones plastiques de propagation des fissures; c) ouverture des fissures

sous l'action des contraintes appliquées (même insignifiantes) en conduisant aux macrofissures. Une fissure constitue un pôle d'attraction certain pour les contraintes; l'énergie élastique, libérée au moment de formation d'une fissure, est en quelque sorte concentrée à l'extrémité de cette dernière, puis restituée pour vaincre la résistance offerte par le matériau. Si cette résistance est relativement grande (métal ductile), il arrive que la fissure cesse de se propager, « s'enlise ». Dans le cas contraire, la fissure se prolonge impétueusement et conduit à une ruine catastrophique du corps. En résumé, la rupture fragile entraînée par de faibles déformations générales représente un processus d'apparition et de développement de fissures.

L'énergie mise en jeu dans le processus de propagation des fissures dans un matériau fragile a été étudiée pour la première fois par A. Griffith. Admettons qu'une mince plaque élastique, d'étendue indéfinie et d'épaisseur δ, présente une fissure sous forme d'une coupe

de largeur infiniment petite et de longueur $2l$, formée à la suite d'une traction uniaxiale de contrainte nominale $\sigma$ (fig. II.6, *a*). La disparition des contraintes dans une zone adjacente à la fissure, représentée conventionnellement sous forme d'une ellipse de demi-axes $l$ et $2l$ et de surface $2\pi l^2$, a provoqué un dégagement d'énergie élastique

$$W = \frac{\sigma^2}{2E} 2\pi l^2 \delta = \frac{\sigma^2}{E} \pi l^2 \delta,$$

où $\frac{\sigma^2}{2E} = \frac{\sigma\varepsilon}{2}$ est l'énergie potentielle rapportée à l'unité de volume du solide subissant la contrainte uniaxiale. La formation des deux faces contiguës de la fissure a demandé un travail $A = 2 \cdot 2l\delta\gamma$, où $\gamma$ est la densité de l'énergie de surface [1] qui dépend de la résistance du matériau à l'ouverture de la fissure, c'est-à-dire de l'énergie rapportée à l'unité de surface de la fissure. Le critère énergétique définissant la propagation de la fissure, c'est-à-dire le passage de $l$ à $l + dl$, s'exprime en fonction de la différence des différentielles $dW$ et $dA$. Si $dW - dA > 0$, la fissure se propage ; si $dW - dA < 0$, la longueur de la fissure reste inchangée ; si $dW - dA = 0$, la fissure se trouve dans un état critique d'équilibre instable. On a alors

$$\frac{\sigma^2}{E} 2\pi l\delta\, dl - 4\gamma\delta\, dl = 0 \quad \text{ou} \quad \frac{\sigma^2 \pi l}{E} - 2\gamma = 0; \qquad \text{(II.3)}$$

connaissant $\sigma$, on en déduit l'expression de la longueur critique de la fissure

$$l_{cr} = \frac{2\gamma E}{\pi\sigma^2} = \frac{K_{cr}^2}{\pi\sigma^2}, \quad \text{où } K_{cr} = \sqrt{2\gamma E};$$

connaissant la longueur critique, on détermine la contrainte critique nominale

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{2\gamma E}{\pi l}}.$$

Donc, la longueur critique d'une fissure éventuelle est d'autant plus importante que $\sigma$ est moins grand. Plus les fissures initiales sont courtes, plus les contraintes du matériau peuvent être grandes sans risque de propagation des fissures.

Avec un métal plus tenace, la densité $\gamma$ de l'énergie de surface augmente brusquement, car les déformations plastiques accompagnant la propagation d'une fissure nécessitent un travail beaucoup plus important. D'autre part, l'émoussement de la fissure dans une zone plastique formée dans le voisinage de son extrémité (fig. II.6, *b*) diminue la concentration de contrainte. Aussi les valeurs critiques $\sigma_{cr}$, $l_{cr}$ deviennent-elles plus élevées avec la plasticité du métal, lequel devient donc plus résistant à la fissuration.

[1] Pour un matériau dont la rupture s'accompagne par des déformations plastiques, G. Irwin et E. Orowan ont proposé une notion plus générale de densité effective de l'énergie de surface, en étendant cette notion sur le domaine plastique (cf. [20, 42, 48]).

Mettons la condition (II.3) sous forme équivalente :

$$\sigma \sqrt{\pi l} = \sqrt{2\gamma E}. \qquad \text{(II.4)}$$

Le premier membre de cette équation est le *coefficient d'intensité de contrainte* $K = \sigma \sqrt{\pi l}$, introduit par G. Irwin ; le second membre est une valeur critique de ce coefficient $K_{cr} = \sqrt{2\gamma E}$, caractéristique de la résistance que le matériau offre à la propagation de la fissure. Cette valeur est une constante propre au métal donné pour des cas de charge déterminés ($K_{cr}$, kN/cm$^{3/2}$). Plus $K_{cr}$ est grand, mieux le métal résiste à la fissuration (propriété de rupture ductile).

D'après sa forme, l'expression de $K = \sigma \sqrt{\pi l}$ déduite de la condition énergétique est un critère de force, relevant tant de la contrainte générale que de la contrainte locale. En effet, les contraintes manifestées dans le voisinage immédiat de l'extrémité de la fissure s'expriment aisément en fonction du coefficient $K$, ce qu'on remarque en examinant les formules asymptotiques suivantes [34] :

$$\sigma_y = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_1(\theta); \sigma_x = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_2(\theta); \tau_{xy} = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_3(\theta), \qquad \text{(II.5)}$$

dans lesquelles $r$ et $\theta$ sont les coordonnées polaires du point de référence par rapport à l'extrémité de la fissure (fig. II.6, *a*) ; sur le prolongement de la fissure, c'est-à-dire pour $\theta = 0$ on a $f_1(\theta) = f_2(\theta) = 1$ ; $f_3 = 0$.

Ce cas correspond à une déformation du type I (ouverture de la fissure, fig. II. 6, *c*), aussi les coefficients correspondants sont-ils désignés $K_I$ et $K_{I\,cr}$. Pour une déformation du type II (cisaillement) et du type III (cisaillement hélicoïdal, déformation antiplane), on introduit des coefficients $K_{II}$, $K_{II\,cr}$ et $K_{III}$, $K_{III\,cr}$ tels que $K_{II} = K_{III} = \tau \sqrt{\pi l}$, avec $\tau$ contrainte tangentielle nominale.

En plus du critère de force $K_I$, on peut introduire un critère de déformation $G_I$ caractérisant l'ouverture de la fissure : c'est un autre coefficient d'intensité de déformation, lié à $K_I$ dans le domaine élastique par la relation $G_I = K_I^2/E$ et s'étendant ultérieurement au domaine plastique (schéma de Panassiouk-Dugdale [53]).

Après avoir établi des méthodes standards de calcul des coefficients critiques d'intensité de contrainte et fixé leurs valeurs normales pour différentes nuances d'acier et pour différents cas de charge, on pourra calculer la résistance de manière à éviter la rupture fragile : il suffit que les inégalités $K_I < K_{Icr}$ ; $K_{II} < K_{II\,cr}$ ; $K_{III} < K_{III\,cr}$ soient vérifiées.

### 2. *Travail de l'acier dans le cas d'une contrainte biaxiale et triaxiale*

Un essai de traction permet de déterminer la limite d'élasticité $\sigma_e$ dans le cas d'une contrainte uniaxiale. Par contre, dans le cas d'une contrainte composée (par exemple, action combinée des con-

traintes normales et tangentielles lors d'une flexion) le passage à l'état plastique se caractérise, aux termes de la théorie énergétique de la résistance, par une valeur critique du travail spécifique de déformation du solide (le déplacement des cristaux intéressant la forme mais non le volume du corps).

On exprime généralement le passage à l'état plastique à l'aide de la contrainte réduite, en substituant à celle-ci la limite d'élasticité à la traction simple.

Dans le contexte de la théorie énergétique, la condition de plasticité veut que l'énergie potentielle spécifique de changement de forme d'un corps soumis à une contrainte composée ne soit pas supérieure à l'énergie potentielle spécifique d'une extension uniaxiale.

Le travail spécifique de déformation d'un corps par traction uniaxiale peut être représenté comme le rapport du travail élastique d'extension (demi-produit de la valeur finale d'intensité de la force par l'allongement final) au volume du solide

$$V_0 = \frac{V}{Fl} = \frac{0{,}5P\Delta l}{Fl} = \frac{0{,}5P\dfrac{Pl}{EF}}{Fl} = \frac{P^2}{2F^2E} = \frac{\sigma^2}{2E}. \qquad \text{(II.6)}$$

Isolons un parallélépipède élémentaire dont toutes les dimensions sont égales à l'unité et dont les faces principales sont libres de contraintes tangentielles, et mettons-le dans un état de contrainte triaxiale en faisant agir sur ses faces trois contraintes normales principales $\sigma_1$, $\sigma_2$, $\sigma_3$. Le travail spécifique s'écrit alors

$$V_0^{\text{tri}} = \frac{1}{2}\sigma_1\varepsilon_1 + \frac{1}{2}\sigma_2\varepsilon_2 + \frac{1}{2}\sigma_3\varepsilon_3,$$

où $\varepsilon$ sont les allongements relatifs correspondants.

Puisque

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} - \frac{\mu\sigma_2}{E} - \frac{\mu\sigma_3}{E},$$

où $\mu$ est le coefficient de déformation transversale (coefficient de Poisson) égal pour l'acier à 0,3 ($\varepsilon_2$ et $\varepsilon_3$ s'écriront par analogie), on a après substitution :

$$V_0^{\text{tri}} = \frac{1}{2E}[(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - 2\mu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)]. \qquad \text{(II.7)}$$

Cherchons à isoler la portion d'énergie spécifique qui correspond uniquement à un changement de forme plastique (écoulement). On sait que dans ce cas $\mu = 0{,}5$. Dans le cas de la contrainte triaxiale, le travail spécifique dont le seul effet est un changement de forme du corps s'écrira en portant la valeur $\mu = 0{,}5$ dans l'expression (II.7) : on obtient donc $V_{0\,\text{for}}^{\text{tri}}$.

La condition de plasticité pour une contrainte triaxiale, aux termes de la théorie énergétique, s'écrit

$$V_{0\,\text{for}}^{\text{tri}} = V_0.$$

Cette condition s'exprime au moyen de la contrainte réduite, par extraction de la racine carrée à droite et à gauche dans (II.6) et (II.7) et par substitution de $\mu = 0{,}5$:

$$\sigma_{réd} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)} = \sigma_e. \qquad (II.8)$$

Ainsi donc, la contrainte réduite est une contrainte uniaxiale qui, vérifiant la condition de passage à l'état plastique, équivaut à une contrainte triaxiale donnée.

A l'état de contrainte biaxiale, par exemple à l'intérieur d'un élément découpé dans une plaque mince soumise à deux contraintes normales réciproquement perpendiculaires $\sigma_1$ et $\sigma_2$, on exprime l'état limite au moyen de la contrainte réduite ($\sigma_3 = 0$) pour $\sigma_e = R$:

$$\sigma_{réd} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} = R. \qquad (II.9)$$

Dans le cas d'une flexion simple où l'état de contrainte est défini par deux composantes (contrainte normale et contrainte tangentielle), par exemple, pour une poutrelle soumise aux contraintes

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} \text{ et } \tau_{xy} = \frac{QS_x}{J_x\delta},$$

les contraintes principales seront

$$\sigma_1 = \sigma_x/2 + \sqrt{(\sigma_x/2)^2 + \tau_{xy}^2} \text{ et } \sigma_2 = \sigma_x/2 - \sqrt{(\sigma_x/2)^2 + \tau_{xy}^2}. \qquad (II.10)$$

En substituant ces expressions dans la formule (II.9), on obtient la contrainte réduite pour le cas de la flexion transversale:

$$\sigma_{réd} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = R. \qquad (II.11)$$

On déduit de cette formule la condition d'écoulement pour les valeurs maximales possibles des contraintes tangentielles dans les conditions d'un cisaillement pur, c'est-à-dire pour $\sigma_x = 0$ (en posant $R = \sigma_e$):

$$\tau_e = \sigma_e/\sqrt{3} = 0{,}577\sigma_e \approx 0{,}6\sigma_e.$$

Pour l'acier, le module d'élasticité au cisaillement (le module de cisaillement) est $G = 8400$ kN/cm$^2$.

Pour l'état de contrainte biaxiale à trois composantes ($\sigma_x$, $\sigma_y$ et $\tau_{xy}$), on a la contrainte réduite [69]

$$\sigma_{réd} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leqslant R.$$

Si, à l'état de contrainte biaxiale, la contrainte dans une tôle atteint la limite d'élasticité à la traction dans une direction quelconque (par exemple, $\sigma_1 = +\sigma_e$), le matériau ne peut pratiquement pas résister à une contrainte de compression exercée dans une autre direction. Pour qu'il y ait $\sigma_2 \neq 0$, il faut que la contrainte $\sigma_1$ diminue, c'est-à-dire que l'on ait $\sigma_1 < \sigma_e$.

Or, si la contrainte appliquée à la tôle dans une direction quelconque atteint la limite d'élasticité à la compression ($\sigma_1 = -\sigma_e$),

la tôle peut bien résister à des contraintes de compression considérables agissant dans une autre direction ($-\sigma_2$), mais sa résistance aux efforts d'extension sera pratiquement nulle ($+\sigma_2 = 0$) [3].

### *3. Travail de l'acier à la compression*

Les éprouvettes courtes travaillent en compression de la même façon qu'en traction. La limite d'élasticité, le module d'élasticité, le palier d'écoulement sont les mêmes qu'en traction. Il est cependant impossible de comprimer à la rupture une éprouvette courte en acier ductile et de déterminer la charge de rupture, car l'éprouvette s'écrase.

Il en est autrement pour un élément élancé, dont la longueur est plusieurs fois supérieure à la largeur (éléments flexibles). Un tel élément sollicité en compression peut perdre sa capacité portante, c'est-à-dire la capacité de résister aux sollicitations extérieures, en cédant au flambement (perte de stabilité) sans se détériorer.

### *4. Fragilité des aciers*

La fragilité entraîne la rupture à faible déformation dans le domaine élastique. La rupture s'opère par décohésion ; le diagramme de traction montré sur la figure II.7, *a* ne comporte pas de palier d'écoulement ni de stade plastique.

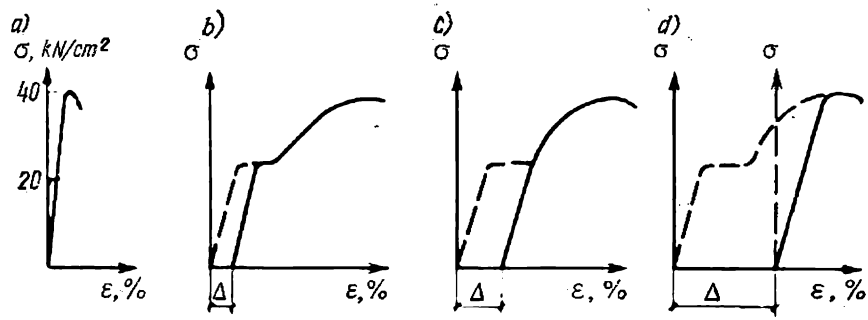



**Fig. II.7.** Diagrammes de traction (Δ, déformation permanente)

La fragilité est déterminée par la composition chimique de l'acier, par son traitement thermique ou travail mécanique, ainsi que par des conditions d'exploitation dans lesquelles la distribution des lignes de force fait naître un état de contrainte triaxiale lié à la forme du solide (voir. fig. II. 8, *d*).

Les causes de la fragilité peuvent être :

— l'écrouissage ;

— le vieillissement ;

— la distribution non uniforme des contraintes;
— les variations thermiques.

Un état fragile provoque souvent des fissures qui peuvent conduire à la ruine de la construction: aussi le projeteur doit-il chercher à éviter les conditions de rupture fragile.

**Ecrouissage.** Une éprouvette distendue jusqu'au stade plastique, puis abandonnée, présente une déformation permanente (fig. II.7, *b*). Après un certain « repos »[1], l'acier recouvre ses propriétés élastiques en reproduisant la droite de la décharge de l'éprouvette, et la déformation s'effectue de nouveau suivant une courbe normale de traction simple.

Un cas analogue se produit lorsqu'on commence la décharge à la fin du palier d'écoulement (fig. II.7, *c*). Il va sans dire que, lors d'une nouvelle mise en charge, le palier d'écoulement disparaît.

Le diagramme de traction de la figure II.7, *d* correspond au cas où une éprouvette préalablement tendue a subi une forte déformation permanente et s'est rompue à peu près dans le domaine élastique, après une déformation insignifiante. Une pareille augmentation du tronçon du diagramme correspondant au travail élastique, consécutive à une déformation plastique préalable, s'appelle écrouissage. L'écrouissage fragilise l'acier, ce qui est mauvais pour les structures portantes.

Dans certains cas où la diminution de l'allongement n'a pas d'importance, on écrouit spécialement l'acier afin d'élever la limite d'élasticité et la charge de rupture (par exemple pour le fil armature mince employé dans les constructions précontraintes). L'écrouissage a lieu lorsqu'on plie un élément, poinçonne un trou, cisaille la tôle d'acier, etc.

**Vieillissement.** On entend par vieillissement le changement des propriétés des matériaux sans variation sensible de leur macrostructure.

Le vieillissement augmente la résistance mécanique du matériau, tout en diminuant sa plasticité et ductilité et en le fragilisant. On distingue deux genres de vieillissement: le vieillissement naturel, appelé durcissement, et le vieillissement après écrouissage. Le durcissement a lieu lorsqu'on chauffe le matériau à une température modérée (durcissement à chaud). Les alliages peuvent aussi durcir à la température ambiante (maturation). Le vieillissement après écrouissage, comme son nom l'indique, est consécutif à une déformation plastique exécutée à une température inférieure à celle de recristallisation.

Le vieillissement a lieu lorsque la solution solide sursaturée, peu stable, passe à un état plus stable. L'espèce en excédent est précipitée à la longue, de la solution solide sursaturée, sous forme de particules

[1] Si la charge appliquée change rapidement en dehors du domaine plastique sans aucun « repos » du matériau, le diagramme de mise en charge et de décharge affecte la forme d'une boucle.

finement dispersées. Par exemple, dans les aciers à bas carbone, les inclusions de cémentite et les nitrures (Fe + N) précipitent en empêchant les déplacements des cristaux de ferrite. Il en résulte un raccourcissement du palier d'écoulement et une amélioration notable des propriétés élastiques de l'acier; en revanche, l'allongement diminue très sensiblement, et l'acier devient plus fragile.

Le processus de vieillissement dépend de la composition de l'acier et de la technologie de son élaboration.

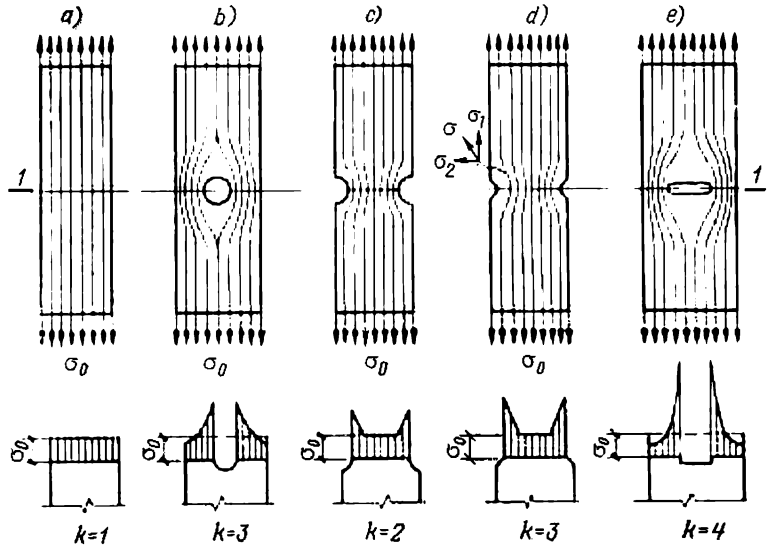



Fig. II.8. Lignes de force ($k$, coefficient de concentration)

Le durcissement est souvent utilisé pour élever la résistance des alliages d'aluminium.

**Distribution non uniforme des contraintes.** Dans une éprouvette lisse de forme régulière, les contraintes sont distribuées uniformément dans toutes ses sections éloignées des points d'application de la charge.

En traçant les lignes d'égales contraintes principales, on otient un flux rectiligne de lignes de force à l'intérieur de l'éprouvette (fig. II.8, *a*), qui correspond à une contrainte linéaire uniaxiale.

Si l'on fait un trou ou des entailles latérales sur l'éprouvette plane (fig. II. 8, *b* à *e*), les lignes de force dévient pour contourner les nouvelles frontières. Une disposition plus serrée des lignes de force indique une concentration de contrainte, tandis que l'incurvation de ces lignes traduit l'influence des contraintes déviatrices agissant dans deux directions (fig. II. 8, *d*). Il se produit alors une contrainte plane (biaxiale), due exclusivement à une modification constructive de la forme géométrique de la pièce.

On apprend en Résistance des matériaux que la contrainte tangentielle maximale dans un état de contrainte biaxiale est égale à la demi-différence des contraintes principales

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_2)/2.$$

A l'état de contrainte triaxiale, on a

$$\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2.$$

Si toutes les trois contraintes sont de même signe (effet de traction), le matériau passe difficilement à l'état plastique.

L'écoulement du matériau est essentiellement déterminé par des glissements dus aux contraintes tangentielles; aussi, quand $\tau$ est faible et $\sigma_1$, $\sigma_2$ sont élevés, la limite d'élasticité du matériau croît

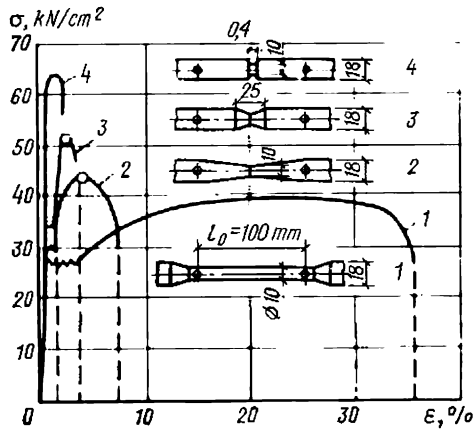



Fig. II.9. Diagrammes de traction des éprouvettes avec des pointes de contrainte

brusquement, tandis que sa plasticité diminue. Pour $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ on a $\tau = 0$, l'écoulement est inexistant, et la rupture se produit selon le mode fragile.

Dans une bande distendue par une contrainte $\sigma$, percée d'un trou elliptique de demi-axes $b$ et $l$ de rayon de congé $r = b^2/l$, la contrainte au bord du trou est

$$\sigma_{max} = \sigma_0 (1 + 2\sqrt{l/r})$$

et le *coefficient de concentration* est

$$\alpha = \sigma_{max}/\sigma_0 = 1 + 2\sqrt{l/r}.$$

Pour $r \to 0$ (c'est-à-dire lorsque le trou s'apparente à une fissure), le coefficient $\alpha$ tend vers l'infini : la fissure commence à se propager dangereusement.

Au fur et à mesure que l'entaille devient plus aiguë, la plasticité (allongement) diminue très vite, et la charge de rupture augmente (fig. II.9).

Il en est de même lorsque deux forces égales provoquent la traction sur une pièce plane en deux directions différentes : c'est le cas d'un élément de réservoir à gaz, ou d'un contour entouré par une soudure fermée et tendu par le retrait de cette dernière.

Généralement, en calculant les éléments d'une construction, on néglige les contraintes locales, vu que la résistance limite de l'élément dans son ensemble, celle qu'on cherche à savoir avant tout, est déterminée par la contrainte uniforme moyenne. Par contre, on tient toujours compte des contraintes locales lors du calcul d'une pièce, surtout en construction soudée. On ne peut négliger les contraintes locales que si l'acier est suffisamment ductile et la sollicitation est de nature à uniformiser les contraintes.

**Influence de la température.** Entre 200 et 250 °C, les caractéristiques mécaniques d'un acier à bas carbone varient peu. Au contraire, chauffé à 300-330 °C, l'acier présente déjà une cassure à gros grain et devient plus cassant (fragilité à bleu). Il est donc déconseillé de travailler l'acier par déformation ou de l'exposer aux chocs à la température indiquée.

La température s'élevant au-delà de ces valeurs, la propriété indiquée disparaît, mais la limite d'élasticité et la résistance à la traction commencent à décroître rapidement. Par exemple, on a pour l'acier 3 :

$$t \approx 500\ ^\circ\text{C} \quad \sigma_e = 14\ \text{kN/cm}^2, \quad \sigma_{tr} = 25\ \text{kN/cm}^2;$$
$$t \approx 600\ ^\circ\text{C} \quad \sigma_e = 4\ \text{kN/cm}^2 \quad \sigma_{tr} = 15\ \text{kN/cm}^2.$$

Autrement dit, la limite élastique tend fortement vers zéro.

Autour de 600-650 °C, l'acier devient plastique.

Un échauffement prolongé au-delà de 700 °C (couleur rouge cerise) favorise la croissance des cristaux et la formation d'une structure à gros grain. Ce phénomène porte le nom de la surchauffe ; il est nuisible pour les propriétés mécaniques.

Un échauffement prolongé à l'air à une température proche du point de fusion (blanc éblouissant) peut conduire à une brûlure du métal ; le métal brûlé est impropre à l'emploi.

A une température négative, l'acier devient légèrement plus résistant mais en même temps plus fragile. Au-dessous de —10 °C, la plasticité de l'acier est nettement moindre ; à une température inférieure à —45 °C (pour l'acier 3) ou à —60 °C (pour un acier faiblement allié), l'acier devient franchement fragile.

**Résistance à la fatigue.** La fatigue du métal, c'est sa détérioration graduelle sous l'effet d'une charge alternée ou variable, les contraintes imposées restant inférieures à la charge de rupture. La capacité du métal de résister à une telle détérioration est appelée *endurance*, et la contrainte de rupture s'appelle résistance à la fatigue. On distingue les cas où les contraintes maximales lors des sollicitations répétées sont inférieures ou supérieures à la limite d'élasticité. Dans le premier cas les déformations restent dans le domaine élastique, et la rupture ne survient qu'après quelques centaines de

milliers ou de millions de cycles de contrainte. Dans le second cas les déformations sont élasto-plastiques ; à cause des déformations permanentes la rupture se produit après un nombre beaucoup plus petit de cycles de contrainte, à peine quelques cycles ou quelques centaines de cycles (par exemple, lorsqu'on plie un fil de fer un grand nombre de fois) : c'est la fatigue élasto-plastique oligocyclique.

La figure II.10 montre la courbe représentative de la résistance à la fatigue de l'acier Ст3, soumis à des contraintes symétriques alternées, en fonction du nombre de cycles $N$ (on entend par cycle la période de temps pendant laquelle la contrainte provoquée par l'application d'une charge reprend sa valeur primitive). Chaque cycle est caractérisé par :

— son *coefficient d'asymétrie* $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ ;
— l'amplitude des contraintes $\sigma_a = (\sigma_{max} - \sigma_{mix})/2$ ;
— la contrainte moyenne $\sigma_{moy} = (\sigma_{max} + \sigma_{min})/2$ (fig. II.11).

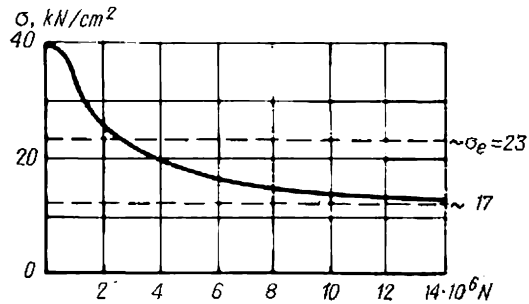



Fig. II.10. Résistance à la fatigue en fonction du nombre de cycles de charge $N$ (pour l'acier Ст3)

Après un grand nombre de cycles, la courbe de résistance à la fatigue tend asymptotiquement vers une limite, dite *limite d'endurance* (ou limite de fatigue) [1] $\sigma^{l}_{e.g} \approx 0{,}4\sigma_{tr}$. Pour l'acier Ст3, $\sigma^{l}_{e.g}$ est inférieure à la limite d'élasticité.

La résistance à la fatigue n'est pas la même pour toutes les nuances d'acier ; elle dépend des facteurs métallurgiques et de la technologie d'élaboration du métal. Les défauts constructifs : entailles, changements de section brusques, pointes de contraintes qui créent un état de contrainte triaxiale, diminuent sensiblement la résistance à la fatigue. Pour l'acier, elle est moins bonne aux températures ambiantes négatives : on doit en tenir compte chaque fois que l'ouvrage étudié est destiné à être exploité dans une zone climatique froide [54].

La fatigue oligocyclique est un facteur important pour chaque construction, car on y trouve presque toujours des pointes de contraintes, causes de déformations plastiques locales qui s'accumulent mê-

[1] Pour les alliages d'aluminium, la courbe de résistance ne présente pas de limite asymptotique mais décroît graduellement lorsque le nombre de cycles augmente.

me sous une charge quasi statique (peu et lentement variable) et peuvent donner naissance aux fissures et occasionner la rupture sous l'effet des hautes contraintes de calcul.

On voit sur la figure II.12 quelques diagrammes de déformations élasto-plastiques sous contraintes alternées tracés en coordonnées relatives ($\bar{\sigma} = \sigma/\sigma_e$, $\bar{e} = e/e_e$). On distingue la sollicitation à contrainte limitée ($\bar{\sigma}^{(0)} = \text{const}$) pour une déformation initiale donnée $\bar{e}^{(0)}$

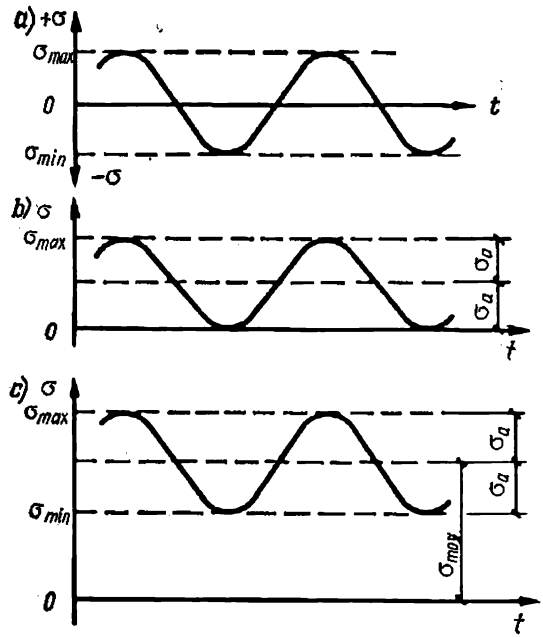



Fig. II.11. Charges cycliques:

a) contraintes alternées, cycle symétrique pur $\rho = -\sigma_{min}/\sigma_{max} = -1$; b) contraintes répétées] cycle dissymétrique pur, $\sigma_{min} = 0$, $\rho = 0$, amplitude et contrainte moyenne $\sigma_a = \sigma_{moy} = \sigma_{max}/2$; c) contraintes ondulées $\sigma_{moy} = (\sigma_{max} + \sigma_{min})/2$; $\sigma_a = (\sigma_{max} - \sigma_{min})/2$; $\rho > 0$

(fig. II.12, *a*), et la sollicitation à déformation limitée ($\bar{e}_{ta} = \text{const}$) et à contraintes non limitées (fig. II.12, *b*).

L'épuisement de la résistance oligocyclique est caractérisé par des valeurs critiques de $\bar{e}_{tr}^{(c)}$, $\bar{\delta}^{(k)}$ et $\bar{\Delta}^{(k)}$ (où $\bar{\Delta}^{(k)}$ est la différence de largeur de la boucle lors des alternances de traction et de compression) (fig. II.12). La boucle de fatigue oligocyclique est définie, avec bonne approximation, par l'équation de Coffin-Manson qui établit une relation entre la déformation et le nombre de cycles $N$:

$$e_{tr}^{(c)} N^m = C^{tr},$$

où $m$ et $C^{tr}$ sont deux constantes caractéristiques du matériau donné.

Le nombre d'alternances ($k$) traduit l'influence des cycles pairs (traction) et impairs (compression) ($k = 2N$).

La relation entre $\bar{\delta}^{(k)}$ et ($k$) s'écrit :

$$\bar{\delta}^{(k)} = \bar{\delta}^{(1)} \exp\,[\beta\,(k-1)],$$

où $\bar{\delta}^{(1)}$ est la largeur de la boucle de la première alternance, dont l'influence sur le processus est prépondérante ;

$$\bar{\delta}^{(1)} = A\,(e^0 - \bar{S}_e^{(1)}/2),$$

où $A$ est une constante caractéristique du matériau ; $\bar{S}_e$ est la limite de proportionnalité relative pour la première alternance. On a $\bar{S}_e = S_e/\sigma_e$, en comptant à partir du début de la première décharge

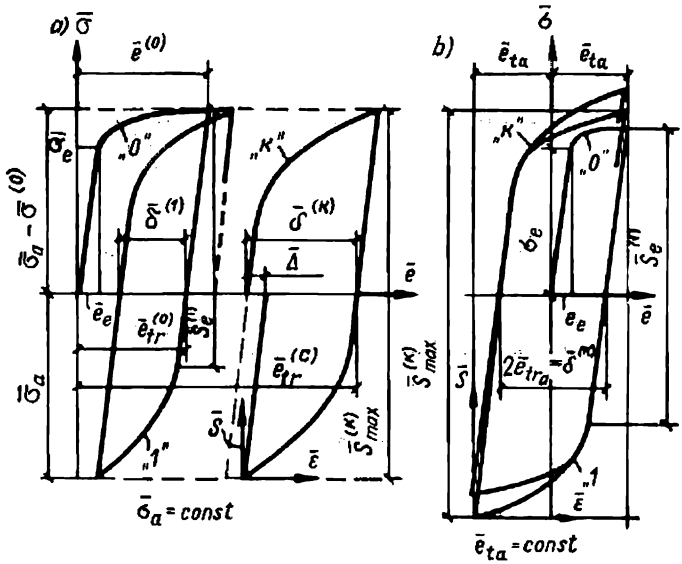



Fig. II.12. Diagrammes de déformation cyclique :
*a*) sollicitation à contrainte limitée $\sigma_a = \text{const}$ ; *b*) sollicitation à déformation limitée $e_{ta} = \text{const}$

(translation de l'origine des coordonnées, fig. II.12). Le terme $S_e^{(1)}/2$ est introduit afin de tenir compte de l'effet de Baushinger[1].

Les différents métaux résistent aux déformations cycliques de façons différentes. Au fur et à mesure que le nombre d'alternances croît, la largeur de la boucle $\bar{\delta}^{(k)}$ peut diminuer (durcissement cyclique), rester inchangée (stabilité cyclique) ou augmenter (adoucis-

[1] L'effet de Baushinger consiste en ce que la limite d'élasticité à la compression (à la traction) diminue dès qu'on a atteint un certain niveau de déformation plastique en traction (en compression) et qu'on a déchargé ensuite l'éprouvette en inversant le signe de la contrainte. On a cependant $S_e \approx 2\sigma_e$.

sement cyclique) avec une déformation unilatérale accumulée $\bar{\Delta}$, c'est-à-dire avec l'apparition d'une anisotropie cyclique.

La valeur de $\bar{\Delta}^{(k)}$ se déduit de l'expression

$$\bar{\Delta}^{(k)} = (A - A^*)\,(\bar{e}^{(0)} - \bar{S}_e^{(1)}/2)\,[\exp\,[\beta\,(k-1)],$$

dans laquelle la constante $(A - A^*)$ caractérise l'anisotropie cyclique du métal, qui dépend du signe de l'effort dans les alternances paires $A$ et impaires $A^*$, signe qui peut coïncider ou non avec celui de la contrainte initiale pour l'alternance zéro. On trouve dans [39] les valeurs des constantes pour les aciers de construction et pour les joints soudés.

La figure II.13 illustre la variation de la largeur de la boucle de déformation cyclique en fonction du nombre d'alternances ($k$).

En étudiant les propriétés cycliques des aciers de construction [16, 39], on a constaté que les aciers des nuances Ст3, 09Г2С, 10ХСНД et 16Г2АФ (pour $k < 10$) sont cycliquement stables:

$$\bar{\delta}^{(2n)} = \bar{\delta}^{(2n-1)},$$

tandis que l'acier 16Г2АФ (pour $k > 10$) et le métal des cordons et des zones de transition des soudures s'adoucissent, c'est-à-dire s'avèrent être cycliquement instables:

$$\bar{\delta}^{(2n)} > \bar{\delta}^{(2n-1)}.$$

On a vu plus haut que la rupture peut être ductile (cisaillement), fragile (décohésion) et mixte. La rupture par fatigue des éprouvettes métalliques a généralement un caractère fragile; pour pouvoir donner une appréciation quantitative des processus de la rupture fragile, on a été obligé d'abandonner l'hypothèse de continuité du matériau. La rupture commence, paraît-il, avec l'apparition et la propagation des microfissures, microporosités, imperfections microscopiques de toute sorte qui fusionnent en formant une macrofissure. C'est le premier stade de la rupture.

Les fissures peuvent se manifester dans des différents stades d'exploitation des constructions (par exemple, au bout de 2 ou 3 ans), en fonction des conditions de charge, des caractéristiques cycliques des aciers et des défauts qui existaient à l'origine (inclusions de scories, caniveaux, etc.).

Une cassure de fatigue présente deux zones caractéristiques bien distinctes: une zone lisse et une zone rugueuse (cassure finale). Probablement, les microfissures qui existent ou qui apparaissent à chaque cycle s'ouvrent et se ferment en aplatissant les arêtes saillantes et en formant une surface lisse qui caractérise la rupture fragile cyclique. Un état de contrainte triaxiale (traction) qui s'établit en tête de fissure favorise la propagation de celle-ci (2e stade). Ce processus, bien que continu en principe, évolue par bonds, à mesure que les microporosités fusionnent en formant une macrofissure.

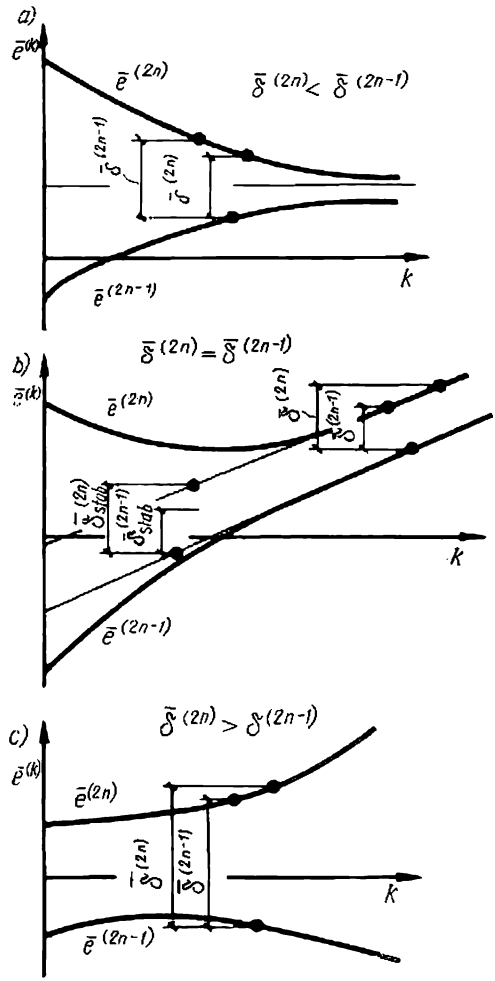



Fig. II.13. Variation de la largeur de la boucle pendant la déformation cyclique: *a*) matériau cycliquement renforcé $\bar{\delta}^{(2n)} < \bar{\delta}^{(2n-1)}$ ; *b*) matériau cycliquement stable $\bar{\delta}^{(2n)} = \bar{\delta}^{(2n-1)}$; *c*) matériau cycliquement adoucissable $\bar{\delta}^{(2n)} > \bar{\delta}^{(2n-1)}$

Au deuxième stade, la fissure atteint un état critique qui est défini par les propriétés plastiques du matériau et qui est fonction du coefficient d'intensité de contrainte $f(K_{Ic})$ ou d'intensité de déformation $f(G_{Ic})$ de la longueur initiale de la fissure (imperfection du matériau) et de la valeur des contraintes.

Après que la fissure a atteint une longueur critique $l_{cr}$, la dégradation du matériau aboutit à bref délai à la rupture finale: c'est le troisième et dernier stade de la rupture. Notons que la rupture est

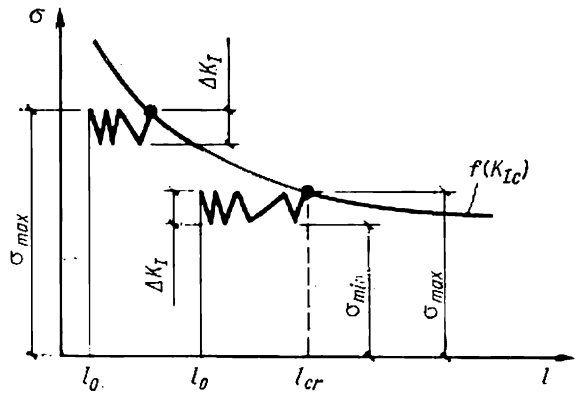



Fig. II.14. Courbes des valeurs critiques des contraintes de rupture et de propagation des fissures sous charge cyclique:
$l_0$, longueur initiale de la fissure; σ, contrainte nominale; $\Delta K = K_{I_{max}} - K_{I_{min}}$, étendue de variation du coefficient d'intensité de contrainte

liée à la résistance des zones locales et que le faciès de la cassure est susceptible de donner une idée plus ou moins exacte sur le processus de la rupture [33, 53].

La figure II.14 montre schématiquement la courbe des valeurs critiques des contraintes de rupture; on y voit deux exemples de propagation d'une fissure en fonction de sa longueur initiale et de l'intensité des contraintes appliquées [42, 53]. Plus l'intensité des contraintes et leur étendue de variation $\Delta K_I$ sont élevées, moins la longueur critique de la fissure est grande, et plus la rupture est imminente. Par étendue de variation de la contrainte, on entend la quantité

$$\Delta K_I = K_{I\,max} - K_{I\,min} = \sigma_n (1 - \rho) \sqrt{\pi l}\, y,$$

où $\sigma_n$ et $\rho$ sont la contrainte nominale et le coefficient d'asymétrie du cycle; $y$ est une correction de largeur de l'éprouvette [71].

En évaluant la gravité des défauts admissibles et la longévité des pièces, on peut définir la vitesse de propagation de la fissure $dl/dN$ en fonction de l'étendue de variation des contraintes $\Delta K_I$, sur la base des essais effectués avec des aciers de construction [25, 38];

en l'approchant au moyen de deux équations aux puissances du type de Paris-Erdogan [38, 48] :

$$\frac{dl}{dN} = A_1 (\Delta K_I)^{n_1} \text{ pour } \Delta K_I > \Delta K_{I\,lim} ;$$

$$\frac{dl}{dN} = A_2 (\Delta K_I)^{n_2} \text{ pour } \Delta K_I < \Delta K_{I\,lim},$$

dans lesquelles $K_{I\,lim}$ est la frontière d'arrêt de la fissure entre le II$^e$ et le III$^e$ stades de rupture. Par exemple, pour l'acier 16Г2АФ on a $\Delta K_{I\,lim} \approx 200$ kgf/cm$^{3/2}$, ce qui correspond à une contrainte $\sigma \approx 0{,}8\ \sigma_e$. On trouve dans [25, 38] les valeurs des coefficients $A_{1,2}$ et $n_{1,2}$ pour les aciers de construction et les joints soudés; le coefficient $A$ caractérise essentiellement le genre de la contrainte, sa concentration et le cas de charge, alors que le coefficient $n$ caractérise la nuance de l'acier.

Les normes préconisent une minoration de la résistance de calcul, dans les cas où les constructions et les joints sont exposés à une charge

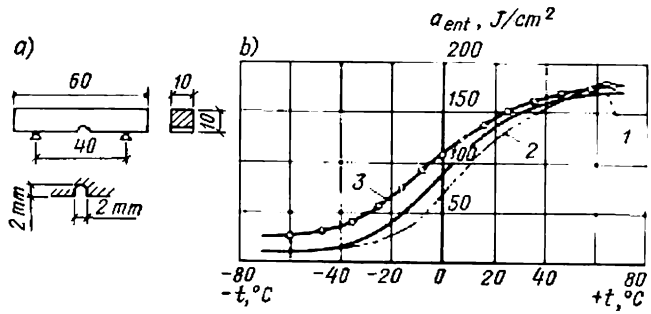



Fig. II.15. Essai de résilience de l'acier:
*1* — acier 3; *2* — métal d'apport (électrodes Э42); *3* — acier de résistance accrue]

variable ou aux vibrations, par multiplication par un coefficient $\gamma < 1$ (cf. § 13, n°2). Elles recommandent, d'autre part, de chercher une solution constructive évitant une trop forte concentration de contrainte (voir les numéros des groupes d'éléments au tableau II.16).

**Essai de résilience de l'acier.** La tendance à la rupture fragile peut être évaluée indirectement en déterminant la résistance au choc. Comme caractéristique de la résistance au choc, on retient le travail nécessaire pour la rupture de l'éprouvette, et non l'effort ou la contrainte de rupture. Le travail spécifique, c'est-à-dire le travail de rupture par choc d'une éprouvette normalisée entaillée (fig. II.15,*a*), rapporté à une section transversale de 1 cm$^2$, s'appelle *résilience* $a_{ent}$; elle est exprimée en joules par cm$^2$: $a_{ent} = \text{J/cm}^2 \approx \approx 0{,}1$ kgf·m/cm$^2$.

Dans les aciers ductiles, la résilience caractérise le travail absorbé par une unité de volume pendant la déformation plastique. Notons que c'est une caractéristique relative.

A la température ambiante, les aciers à bas carbone présentent une résilience $a_{ent}$ de 70 à 100 J/cm². La figure II.15, *b* montre la variation de la résilience en fonction de la température.

## § 9. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES GÉNÉRALES DES ALLIAGES D'ALUMINIUM

Les caractéristiques mécaniques des alliages d'aluminium dépendent non seulement de leur composition chimique, mais aussi des conditions d'usinage. A la différence de l'acier, les alliages d'aluminium sont plus déformables, c'est-à-dire moins rigides. Les alliages d'aluminium ont un module d'élasticité à la traction $E = 7100$ kN/cm², et au cisaillement $G = 2700$ kN/cm², soit à peu près le tiers des modules respectifs pour l'acier ; donc, pour les mêmes contraintes, une construction en aluminium présentera une flèche trois fois plus grande. Le coefficient de Poisson est $\mu = 0{,}3$. Le diagramme de traction d'un alliage d'aluminium ne présente aucun palier d'écoulement (fig. II.16). On adopte conventionnellement, comme limite d'élasticité, la contrainte qui produit une déformation permanente de 0,2%. Au-dessus de 100 °C, la résistance devient moins bonne ; à partir de 200 °C environ, c'est le fluage qui commence. L'aluminium a un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 0{,}000023$, soit le double de l'acier. A basse température, on observe une amélioration notable de toutes les caractéristiques mécaniques des alliages d'aluminium. La résilience de l'aluminium à la température ambiante est moins grande que celle de l'acier (30 J/cm² environ) ; elle ne diminue pratiquement pas aux basses températures.

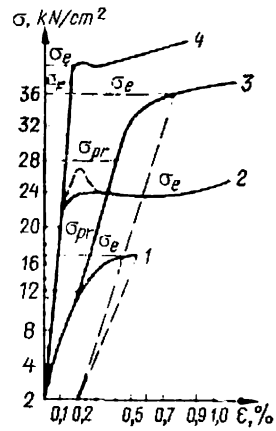



Fig. II.16. Diagrammes de traction comparés des alliages d'aluminium et des aciers : *1* — alliage АМг6 ; *2* — acier Ст3 ; *3* — alliage Д16-Т ; *4* — acier 15ХСНД

Parmi les avantages des alliages d'aluminium [44], on peut citer :

— une résistance mécanique assez élevée, étant donné la faible densité du matériau ;

— une aptitude remarquable à l'emboutissage, au laminage, à la forge, qui permet d'obtenir des pièces de profils très variés ;

— une bonne tenue à la corrosion ;

— des caractéristiques mécaniques élevées au-dessous de zéro ;

— l'absence d'étincelles au choc.

Ils on aussi quelques inconvénients :

— leur module d'élasticité est relativement bas ;

— ils se dilatent trop au chauffage ;

— les assemblages sont délicats;
— ils restent rares et surtout trop coûteux pour le moment;
— ils ne sont pas suffisamment réfractaires.

## § 10. PROBLÈME DE STABILITÉ D'UNE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE [12, 46, 61, 65]

Une barre droite comprimée par une force centrale $P$ reste pendant un certain temps droite; c'est un état d'équilibre stable, qui, pour une barre élastique, est caractérisé par le fait qu'après une légère déviation due à une sollicitation quelconque (perturbation de faible amplitude), la barre reprend son état initial aussitôt que la sollicitation a cessé, après avoir effectué quelques petites oscillations amorties. On explique ce phénomène ainsi:

— l'effort de compression extérieur ne peut pas surmonter la résistance que la barre offre à la faible flexion consécutive à la déviation de son axe;

— le travail élastique interne de déformation par flexion de la barre, recueilli à la suite de la déviation de son axe (énergie potentielle de la flexion $\Delta V$), est supérieur au travail externe $\Delta T$ réalisé par l'effort de compression qui tend à rapprocher les extrémités de la barre fléchie: $\Delta V > \Delta T$ (fig. II.17, *a*).

L'effort de compression croissant peut atteindre une valeur telle que le travail fourni devient égal au travail de déformation par flexion correspondant à un facteur de perturbation quelconque suffisamment faible. On a alors $\Delta V = \Delta T$; la force de compression atteint sa valeur *critique* $P_{cr}$.

Ainsi donc, une barre droite sollicitée par une force subcritique a une forme d'équilibre stable droite.

Au contraire, dès que la force a atteint un niveau critique, la forme droite cesse d'être celle d'un équilibre stable: la barre subit une flexion dans son plan de moindre rigidité, si bien que sa forme d'équilibre stable s'apparente à une courbe.

Une barre qui avait une légère courbure à l'origine (ou qui est soumise à une compression quelque peu excentrée) abandonne immédiatement sa forme d'équilibre droite pour peu que la charge commence à s'accentuer. Cette déviation reste très faible jusqu'au moment où la force de compression devient proche (à 1 % près) de sa valeur critique; on constate alors le passage à l'état instable. L'équilibre instable se caractérise donc par un déplacement hors proportion avec l'accroissement de l'effort.

Tout accroissement ultérieur de la force de compression $P > P_{cr}$, si minime soit-il, conduit à une déviation de plus en plus marquée, si bien que la barre finit par perdre sa capacité portante. La force critique varie en fonction des conditions de fixation de la barre. Pour une barre à extrémités articulées (fig. II.17, *a*) soumise à un effort de compression centré (cas principal), la force critique (définie

par L. Euler) s'écrit

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{l^2} EJ_{min}. \qquad (II.12)$$

La contrainte provoquée dans la barre par la force critique est la *contrainte critique* :

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{F_{br}} = \frac{\pi^2 E J_{min}}{l^2 F_{br}} = \frac{\pi^2 E r_{min}^2}{l^2} = \frac{\pi^2 E}{(l/r_{min})^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \qquad (II.13)$$

où $r_{min} = \sqrt{J_{min}/F_{br}}$ est le rayon de giration minimal ; $F_{br}$, l'aire brute de la section transversale de la barre ; $\lambda = l/r_{min}$ est *l'élancement de la barre*, c'est-à-dire le rapport de sa longueur au rayon de giration de sa section.

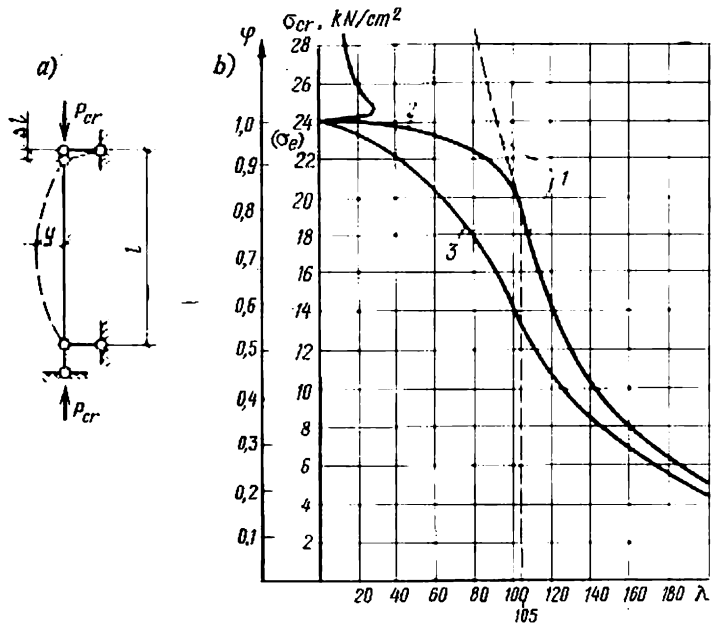



Fig. II.17. Flambement d'une barre comprimée axialement :
*a*) barre articulée aux extrémités ; *b*) courbes des contraintes critiques et du coefficient de flambement (acier Cr3) ;
*1* — courbe d'Euler ; *2* — contrainte critique compte tenu du travail plastique du matériau ; *3* — coefficient φ

La formule (II.13) montre que la contrainte critique dépend de l'élancement de la barre, c'est-à-dire d'un paramètre défini uniquement par ses dimensions géométriques (le numérateur $\pi^2 E$ étant constant). On peut donc élever la contrainte critique en faisant varier l'élancement de la barre, ce qui revient le plus souvent à augmenter le rayon de giration de la section. Le projeteur doit toujours avoir à l'esprit cette possibilité. En somme, la contrainte critique peut aussi

être considérée comme un paramètre caractérisant le choix rationnel de la section à donner à une pièce travaillant en compression.

La courbe représentative de la formule d'Euler (II.13) est une hyperbole (fig. II.17,*b*, courbe *1*). Les valeurs de la contrainte critique calculées par la formule d'Euler ne sont valables que dans la mesure où le module d'élasticité $E$ est constant, c'est-à-dire tant qu'on reste dans le domaine de proportionnalité, surtout pour des barres nettement élancées ($\lambda > 105$), ce qui découle de l'équation (II.13) pour $\sigma_{cr} = \sigma_{pr}$:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{pr}}} = 3{,}14\sqrt{\frac{21000}{20}} = 105.$$

Ici $\sigma_{pr} = 20$ kN/cm², limite de proportionnalité pour l'acier 3.

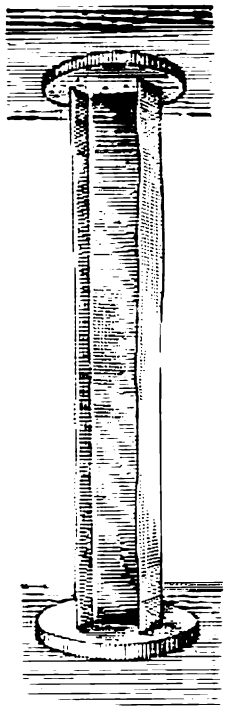


Fig. II.18. Essai de compression d'un modèle de poteau. Flambement local des ailes et de l'âme

Pour les barres peu élancées ($\lambda < 30$) et moyennement élancées ($30 < \lambda < 100$), la contrainte critique est supérieure à la limite de proportionnalité mais inférieure à la limite d'élasticité. La détermination théorique de la contrainte critique pour les barres de ce type est fort délicate, car la perte de stabilité est accompagnée par une déformation plastique de la barre, et le module d'élasticité du matériau ne reste pas inchangé dans ces conditions.

A la suite d'un grand nombre d'essais qui ont con-firmé le bien-fondé de la théorie, on a établi empiriquement les valeurs de la contrainte critique pour les barres de petit et moyen élancement; elles sont représentées par la portion *2* de la courbe sur la figure II.17,*b*.

La capacité portante d'une barre comprimée dépend aussi de la stabilité locale de chacun de ses éléments, c'est-à-dire de la flexibilité des ailes, de l'âme et des autres parties de section de la barre. La flexibilité de ces parties est définie par le rapport de leur dimension caractéristique (longueur des ailes, hauteur de l'âme) à leur épaisseur, $b/\delta$ ou $h/\delta$. La figure II.18 illustre un cas de perte de capacité portante d'un poteau chargé en son centre à la suite d'un flambement local des ailes et de l'âme[1].

On voit donc que la perte de capacité portante d'un élément peut avoir pour cause soit l'épuisement de la résistance mécanique du matériau (la contrainte dans la construction étant devenue égale à la limite d'élasticité), soit le flambement dû à la valeur critique de la

[1] Le flambement local des parties constitutives de la section à la suite des contraintes normales ou tangentielles appliquées est étudié aux §§ 29 et 32.

contrainte. Ces deux causes foncièrement différentes ne doivent jamais être confondues.

Les états limites d'une barre comprimée définis par la résistance et par la stabilité ont respectivement comme conditions :

$$\sigma \leqslant \sigma_e/k; \quad \sigma \leqslant \sigma_{cr}/k,$$

où $\sigma$ désigne les contraintes apparues dans la construction à la suite des efforts de calcul ; $k$ est un coefficient de sécurité.

Si l'on introduit un coefficent $\varphi$ pour désigner le rapport des deux contraintes limites,

$$\varphi = \sigma_{cr}/\sigma_e \quad (\text{d'où } \sigma_{cr} = \varphi\sigma_e),$$

la seconde condition de vérification de la stabilité s'écrira

$$\sigma \leqslant \frac{\varphi\sigma_e^m}{k} = \varphi R,$$

car la valeur minimale de la limite d'élasticité correspond à la résistance de calcul $R$. Pour faciliter les calculs et pouvoir mieux comparer les résultats, on transcrit cette expression de manière à obtenir une formule de calcul :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{br}} \leqslant R. \tag{II.14}$$

Le coefficient $\varphi$, dont le rôle est de minorer la résistance de calcul de manière à garantir un état d'équilibre stable, s'appelle *coefficient de flambement*. Dans les normes établissant les valeurs du coefficient $\varphi$, il est tenu compte de l'influence d'une excentricité éventuelle :

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e} \cdot \frac{\sigma_{cr}^e}{\sigma_{cr}} = \frac{\sigma_{cr}^e}{\sigma_e}, \tag{II.15}$$

où $\sigma_{cr}^e$ est la contrainte critique subie par une barre dont la compression est caractérisée par une excentricité aléatoire éventuelle $e$.

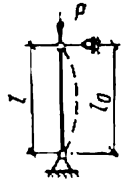
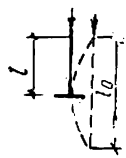
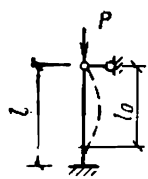
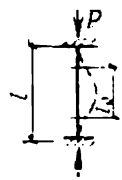
Le coefficient $\varphi$ n'a d'intérêt que pour $\varphi < 1$, car dans le cas contraire on a $\sigma_{cr} > \sigma_e$, c'est-à-dire qu'il y a risque de perte de capacité portante à cause de l'épuisement de la résistance mécanique. Introduit pour caractériser les contraintes critiques, le coefficient $\varphi$ est fonction de l'élancement de la barre. Sa courbe représentative est montrée sur la figure II.17, *b* (courbe *3*). On trouve en Annexe 5 les valeurs du coefficient $\varphi$ pour les aciers 3 et les aciers faiblement alliés.

Le calcul à la compression d'une barre en alliage d'aluminium est analogue au cas de l'acier. Les valeurs du coefficient $\varphi$ pour les alliages d'aluminium sont établies par les Règles SNiP II-24-74.

Les valeurs des contraintes critiques et, par conséquent, celles du coefficient $\varphi$ dépendent beaucoup des conditions de fixation des extrémités de la barre. Les valeurs de $\varphi$ qu'on trouve dans les tableaux correspondent au cas principal, c'est-à-dire au flambement d'une barre articulée à ses deux extrémités. Pour d'autres conditions

*Tableau II.10*

**Longueurs de flambement des barres comprimées**

| Mode de fixation des extrémités de la barre | Schéma de calcul de la barre | Facteur de réduction de la longueur $\mu$ | Longueur de flambement de la barre $l_0=\mu l$ | Observations |
|---|---|---|---|---|
| Barre articulée aux deux extrémités |   | 1 | $l_0=l$ | Rotation possible, translation horizontale impossible aux deux extrémités |
| Pièce encastrée en bas, libre en haut |   | 2 | $l_0=2l$ | Translation horizontale et rotation possibles en haut |
| Pièce encastrée en bas, articulée en haut |   | 0,7 | $l_0=0,7l$ | Rotation possible en haut; translations horizontales impossibles en haut et en bas |
| Pièce encastrée en haut et en bas |   | 0,5 | $l_0=0,5l$ | Rotation et translation horizontale impossibles en haut et en bas |

de fixation, la courbe de flambement revêt un aspect différent, mais on retrouve facilement le cas principal en substituant à la longueur réelle $l$ de la barre une longueur de flambement $l_0$, qu'on obtient en multipliant la première par un facteur de réduction $\mu$. Donc, quelles que soient les conditions de fixation des extrémités, l'élancement de la barre est défini par l'expression:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{\mu l}{r}. \qquad \text{(II.16)}$$

Cette méthode de calcul, basée sur la longueur de flambement, a été proposée en 1894 par le professeur F. Yassinski [73].

On trouve dans le tableau II.10 quelques valeurs du facteur de réduction $\mu$.

## § 11. TRAVAIL DES CONSTRUCTIONS À LA FLEXION ET À LA TORSION

### *1. Etat limite des poutres d'acier fléchies dans les calculs de résistance*

Lorsqu'une poutre travaille à la flexion (fig. II.19, *a*) dans le domaine élastique on peut tracer, pour chaque section de la poutre, une épure des contraintes normales en forme d'un triangle (fig.

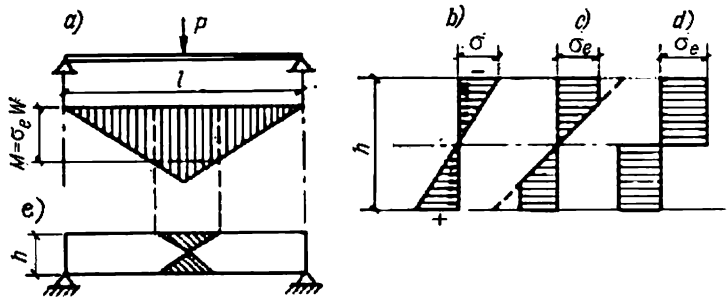



Fig. II.19. Epures de contraintes successives pendant la flexion plastique d'une poutre

II.19, *b*) ; la valeur maximale de ces contraintes dans les fibres extrêmes est vérifiée par la formule

$$\sigma_x = \pm M/W_x \leqslant R. \qquad \text{(II.17)}$$

Avec l'accroissement de la charge, les fibres extrêmes atteignent leur limite d'élasticité avant les autres, après quoi les contraintes cessent de croître dans ces fibres, les déformations continuant à augmenter. L'écoulement du matériau se propage dans le sens de la hauteur de la section ; un noyau élastique central persiste cependant au cœur de la section (fig. II.19, *c*), si bien que la section se trouve dans un état élasto-plastique. La totalité des fibres de la section transversale la plus sollicitée étant amenées à la limite d'élasticité par la charge accrue, l'épure des contraintes prend la forme d'un rectangle (fig. II.19, *d*) ; il se forme alors ce qu'on appelle une *charnière plastique* au droit du moment le plus fort. Les zones d'écoulement étendues en longueur sont hachurées sur la figure II.19, *e*. Les déformations croissent brusquement au droit de la charnière plastique, la poutre présente un angle de cassure mais ne se casse pourtant pas. Elle cède le plus souvent au flambement, soit général,

soit local [1]. Avec l'apparition d'une charnière plastique, la poutre à travées indépendantes devient un système déformable. Le moment maximal correspondant à l'apparition d'une charnière plastique se détermine par la formule

$$M_{pl} = \sigma_e \int_F y\,dF = \sigma_e \cdot 2S = \sigma_e W_{pl}, \qquad (II.18)$$

dans laquelle $W_{pl}$ est le module de résistance plastique égal au double du moment statique de la demi-aire de la surface de section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.

Le module de résistance plastique $W_{pl}$ est légèrement supérieur au module de résistance ordinaire $W_{él}$. C'est ainsi qu'on a pour la section rectangulaire $W_{pl} = (bh^2)/4$, et pour les profilés d'acier, $W_{pl} = kW_{él}$. Les valeurs de $k$ sont données dans le tableau II.11.

Les normes admettent qu'on tienne compte du développement des déformations plastiques dans les poutres laminées à travées indépendantes (poutrelles, profilés en U) si elles sont fixées de manière à éviter tout flambement et si elles ne subissent qu'une charge statique. Or, afin de réduire les déformations en rive, on adopte alors comme modules de résistance plastiques $W_{pl} = 1{,}12\ W_{él}$ pour la flexion dans le plan de l'âme et $W_{pl} = 1{,}2\ W_{él}$ pour la flexion parallèle aux ailes (au lieu de $1{,}5\ W_{él}$ et de $1{,}8\ W_{él}$ comme dans le tableau II.11).

*Tableau II.11*

**Valeurs du coefficient $k$ pour les profilés d'acier**

| Plan de flexion | Poutrelles GOST 8239-72 | Profilés en U GOST 8240-72 |
|---|---|---|
| Parallèle à l'âme . . . . . | 1,12 | 1,13 |
| Parallèle aux ailes . . . . . | 1,5 | 1,8 |

On doit également tenir compte, conformément aux normes, du développement des déformations plastiques dans les poutres soudées de section constante quand le rapport du porte-à-faux de la membrure comprimée à son épaisseur est $b/\delta \leqslant 10$ et le rapport de la hauteur de l'âme à son épaisseur est $h/\delta \leqslant 70$ (pour l'acier 3).

Au droit des moments fléchissants les plus forts, les grandes contraintes tangentielles sont inadmissibles : elles doivent vérifier l'inégalité $\tau \leqslant 0{,}3\ R$.

Si la zone de flexion simple est trop étendue, on retient un module de résistance égal à $0{,}5\ (W_{él} + W_{pl})$, afin d'éviter de trop fortes déformations.

[1] Le flambement général et local d'une poutre travaillant en flexion est décrit au § 29.

Pour une poutre continue, l'état limite correspond à la formation d'une charnière plastique, à condition que le système demeure indéformable.

Les normes permettent, en calculant une poutre continue (laminée ou soudée), de chercher les moments fléchissants de calcul de manière à égaliser les moments sur appuis et en travées (à condition que les longueurs des travées voisines ne diffèrent que de 20 % au plus). On retient alors comme moment de calcul :

a) pour une poutre continue à extrémités simplement posées, la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$M = \frac{M_{01}}{1+u/l} \text{ ou } M = \frac{1}{2} M_{02},$$

où $M_{01}$ et $M_{02}$ sont les plus grands moments fléchissants respectivement dans la travée de rive et dans les travées intermédiaires, calculés comme pour une poutre à travées indépendantes simplement appuyée ; $u$, la distance de l'appui extrême à la section de moment $M_{01}$ ; $l$, la longueur de la travée de rive ;

b) pour une poutre à une travée et une poutre continue à extrémités encastrées :

$$M = 0{,}5\ M_0,$$

où $M_0$ est le plus grand des moments calculés pour une poutre articulée sur ses appuis.

Chaque fois qu'on choisit les moments de calcul en tenant compte d'un développement éventuel des déformations plastiques (égalisation des moments), la vérification à la résistance doit être faite en utilisant la formule (II.17), c'est-à-dire d'après le module de résistance élastique. Au calcul d'une poutre en alliage d'aluminium, les déformations plastiques sont négligées.

### *2. Calcul à la résistance par la méthode des états limites des poutres fléchies en acier exposées à l'action simultanée des moments et des forces transversales*

Lorsqu'une poutre travaillant en flexion subit en même temps des contraintes normales $\sigma$ et des contraintes tangentielles $\tau$, le passage à l'état plastique, comme on l'a vu au § 8, n° 2, s'exprime par une contrainte réduite qui établit un rapport entre $\sigma$ et $\tau$ au moment où l'écoulement du matériau commence dans un point extrême ou dans un autre point quelconque de la section.

Or, tant que l'écoulement n'a pas lieu, on peut soumettre la poutre fléchie à des charges supplémentaires. Sous l'action des fortes contraintes tangentielles ($\tau > 0{,}4\ R$) l'écoulement envahit la section plus vite que sous l'action des seules contraintes normales. Evidemment, lorsque la contrainte tangentielle $\tau$ augmente, la contrainte normale $\sigma$ doit diminuer, étant donné que la contrainte réduite ne peut à aucun moment devenir supérieure à la résistance de

calcul $R$. On ignore le rapport exact entre $\sigma$ et $\tau$ (ou entre les moments respectifs $M$ et $Q$) qui correspond à l'apparition d'une charnière plastique pour telle ou telle section ; on admet cependant que la frontière séparant les domaines élasto-plastique et plastique a la forme d'une courbe convexe dans le plan de coordonnées $\sigma$ et $\tau$, ou d'une surface convexe lorsqu'un état de contrainte est à plusieurs composantes. Chaque point de cette courbe (ou surface) étant le point d'apparition d'une charnière plastique et le point maximal d'un état élasto-plastique, on conçoit que la tangente est extérieure à cette courbe (surface). La frontière (courbe ou surface) de l'état plastique a comme coordonnées :

$$S = M^Q/M_{pl} \leqslant 1 \text{ et } t = Q^M/Q_{pl} \leqslant 1,$$

où $M^Q$ est le moment limite provoqué en partie par une force transversale $Q$ ; $M_{pl}$, le moment limite en l'absence de toute force transversale ; $Q^M$, la force transversale limite augmentée d'un moment $M$ ; $Q_{pl}$, la force transversale limite en l'absence de tout moment additionnel.

Il est évident que l'effet conjugué de $M$ et de $Q$ aboutit à l'apparition d'une charnière plastique avec des efforts moins grands que si $M$ ou $Q$ agissaient séparément.

B. M. Browde [5] a déduit l'équation de la courbe limite :

$$S^2 + t^2 - aS^2t^2 = 1, \qquad \text{(II.19)}$$

où $a$ est un coefficient qui, pour une section en I, varie entre $-0{,}8$ et $-0{,}9$.

En admettant que $M^Q = \sigma W$ et que la force transversale est reportée principalement par l'âme de la poutre, on a pour les poutres en I

$$S = \frac{M^Q}{M_{pl}} = \frac{\sigma W}{\sigma_e W_{pl}} = 0{,}89\,\frac{\sigma}{\sigma_e} ;$$

$$t = \frac{Q^M}{Q_{pl}} = \frac{\tau_{moy} F_{âme}}{\frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} F_{âme}} = \frac{\tau_{moy}\sqrt{3}}{\sigma_e}.$$

Substituant ces valeurs dans l'équation (II.19), on a

$$\frac{\sigma^2}{\sigma_e^2}(0{,}89)^2 + \frac{3\tau_{moy}^2}{\sigma_e^2} - a\,\frac{3\tau_{moy}^2\sigma^2\,(0{,}89)^2}{\sigma_e^4} = 1,$$

d'où, en posant $\sigma_e = R$, on peut déduire (en arrondissant les valeurs de manière à augmenter le coefficient de sécurité) la contrainte réduite limite dans la poutre, qui correspond à l'apparition d'une charnière plastique :

$$\sigma_{réd}^{ch} = \sqrt{\frac{3}{4}\sigma^2 + 3\tau_{moy}^2\left(1 - \frac{1}{2}\frac{\sigma^2}{R^2}\right)} \leqslant R. \qquad \text{(II.20)}$$

Ici $\sigma$ est la plus grande contrainte en rive de l'âme de poutre pour le cas du travail élastique du matériau ; $\tau_{moy} = Q/(h_{âme}\,\delta)$, la contrainte tangentielle moyenne dans l'âme de la poutre.

Quand $\tau > 0{,}4\,R$, il est nécessaire de contrôler la contrainte réduite dans l'âme de poutre à l'aide de la formule (II.20).

Dans le cas de la contrainte plane, les Règles SNiP II-B.3-72 recommandent de calculer la contrainte réduite d'apparition d'une charnière plastique en utilisant une formule suffisamment précise :

$$\sigma_{réd}^{ch} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}} \leqslant 1{,}15R.$$

Deux conditions doivent être vérifiées : $\sigma_x < R$, $\sigma_y < R$.

### *3. Travail d'une barre à la torsion*

La résistance à la torsion d'une pièce métallique isolée étant très faible, il y a lieu de choisir des solutions constructives garantissant l'absence de torsion.

Soit une poutre en U, dissymétrique par rapport à son axe vertical, soumise à une charge appliquée perpendiculairement à l'axe longitudinal et décalée à droite ou à gauche par rapport à l'âme (fig. II.20, *a*) : la poutre subira une torsion vers la gauche ou vers la droite. Donc, en déplaçant de gauche à droite le plan d'action de la charge, on finit par trouver une position telle que toute torsion s'annule, la barre ne travaillant qu'en flexion. Ce plan d'action de la force vient couper l'axe de symétrie horizontal dans un point qu'on appelle *centre de flexion* (fig. II.20, *b*).

A la différence du cas de la traction, les déformations et les contraintes subies par une pièce travaillant à la torsion dépendent de la forme de sa section transversale. On sait qu'une barre ronde exposée à un moment de torsion présente dans sa section des contraintes tangentielles réparties en triangles (fig. II.20, *c*). Deux sections transversales quelconques, tout en tournant l'une par rapport à l'autre, restent cependant planes et perpendiculaires à l'axe. Dans ce cas les contraintes tangentielles maximales seront

$$\tau_{max} = \frac{M_t}{W_p} = \frac{M_t r}{J_p},$$

où $M_t$ est le moment de torsion ; $W_p \approx 0{,}2\,d^3$ et $J_p \approx 0{,}1\,d^4$ sont le module de résistance polaire et le moment d'inertie polaire ; $r$ et $d$ sont le rayon et le diamètre de la section de la barre ronde.

Dans une section circulaire creuse, on peut admettre que les contraintes tangentielles se répartissent quasi uniformément (fig. II.20, *d*). Pour un tube à parois minces avec $d/\delta > 5$, on pose (avec une erreur inférieure à 5 %) $W_p = 2\pi r^2\delta$ et $J_p = 2\pi r^3\delta$, où $\delta$ est l'épaisseur de la paroi.

Dans une barre pleine de section rectangulaire (fig. II.20, *f*) avec $b/\delta > 8$ à 10, les contraintes tangentielles de torsion se répar-

tissent de façon non uniforme : elles passent par un maximum aux bords, au milieu de la face longue de la section transversale de la barre :

$$\tau_{max} = (M_t \delta)/J_t, \qquad (II.21)$$

où $J_t = (b\delta^3)/3$ est le moment d'inertie de la barre soumise à la torsion.

Dans ce dernier cas les sections perpendiculaires de la pièce tordue ne restent pas planes : elles gauchissent.

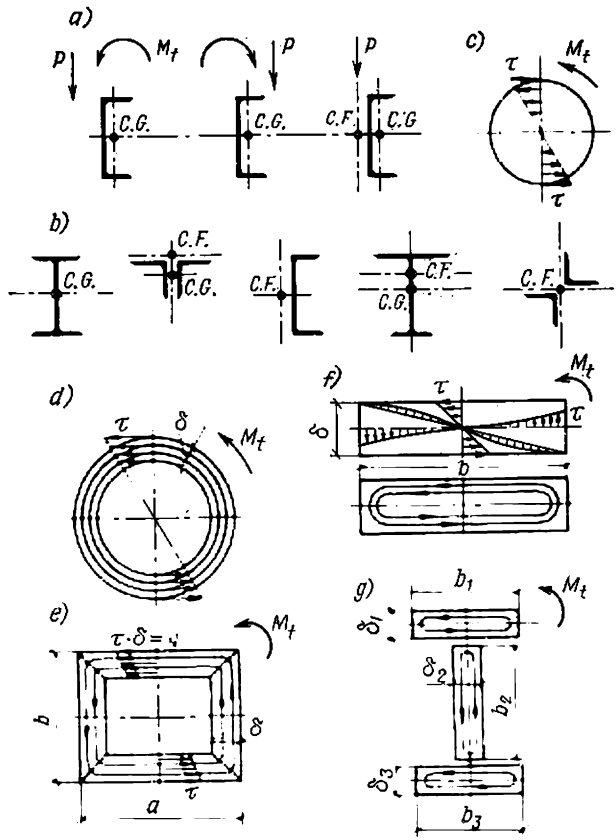



Fig. II.20. Epures des contraintes de torsion des profilés

Dans une section rectangulaire creuse constituée de plats, les contraintes tangentielles se répartissent uniformément, de même que dans un tube rond, suivant l'épaisseur et le contour de la section, le centre étant confondu avec celui du contour et non avec celui de chaque plat (fig. II.20, *e*). Une telle section en caisson résiste remarquablement à la torsion. Or, il suffit de couper ce contour

fermé en un point pour que sa résistance à la torsion se réduise à celle d'une lame développée. Les profilés en I peuvent justement être assimilés à ce cas. On cherche les contraintes de ces profilés à l'aide de la formule (II.21), en prenant un moment d'inertie à la torsion

$$J_t = \alpha \Sigma \frac{b\delta^3}{3}, \qquad \text{(II.22)}$$

où $\alpha = 1{,}3$ pour les poutrelles;
$\alpha = 1{,}12$ pour les profilés en U;
$\alpha = 1$ pour les cornières;
$\alpha = 1{,}5$ pour les poutres soudées renforcées par des raidisseurs soudés sur leurs membrures;
$\alpha = 0{,}5$ pour les poutres rivées.

C'est ainsi qu'on a pour une poutrelle (fig. II.20, *g*)

$$J_t = \alpha \sum \frac{b\delta^3}{3} = \frac{1{,}3}{3}(b_1\delta_1^3 + b_2\delta_2^3 + b_3\delta_3^3).$$

En soudant des raidisseurs (fig. II.21, *a*) et surtout des plats (fig. II.21, *b*) en travers de la poutre de manière à fermer en plu-

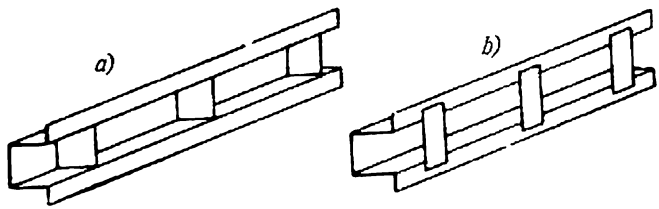



Fig. II.21. Raidisseurs d'un profil ouvert (raidisseurs transversaux, plats)

sieurs points son profil ouvert, on arrive à augmenter considérablement la rigidité de la pièce vis-à-vis de la torsion [11].

Dans un profil fermé à parois minces, l'effort tangentiel engendré par un flux de contraintes tangentielles de torsion est constant dans toute la section:

$$q_t = \tau\delta. \qquad \text{(II.23)}$$

Le moment de torsion extérieur est équilibré par un moment intérieur égal à la somme des produits des forces à l'unité de longueur $\Delta s$ par le bras de levier $r$, prise pour toute la longueur du contour:

$$M_t = q_t \Sigma r\, \Delta s = q_t \omega_t, \qquad \text{(II.24)}$$

où $\omega_t = \Sigma r\, \Delta s$ est le double de l'aire de la surface limitée par le contour de la section.

On a donc

$$q_t = \frac{M_t}{\omega_t} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{q_t}{\delta} = \frac{M_t}{\omega_t \delta}. \qquad \text{(II.25)}$$

L'on aura respectivement pour les profils fermés rectangulaire et circulaire (voir fig. II.20, *e* et *d*):

$$\tau = \frac{M_t}{2ab\delta} \text{ et } \tau = \frac{M_t}{2\pi r^2 \delta}.$$

## § 12. TRAVAIL DES CONSTRUCTIONS À LA TRACTION EXCENTRÉE ET À LA COMPRESSION EXCENTRÉE

### *1. Barres travaillant à la traction excentrée*

Lorsqu'une force de traction $N$ et un moment fléchissant $M$ agissent simultanément dans une même section de la pièce, ou bien lorsque la pièce est sollicitée par une force de traction excentrée par

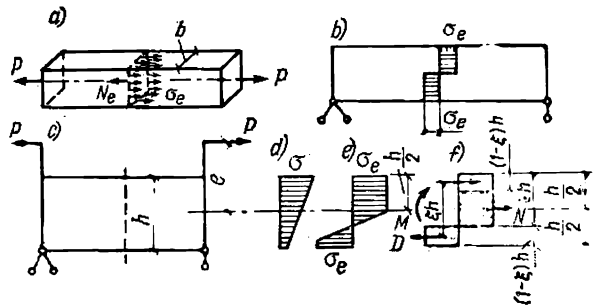



Fig. II.22. Epures des contraintes limites d'une pièce travaillant à la traction excentrée

rapport à l'axe, la vérification de la résistance dans le domaine élastique se fait à l'aide de la formule

$$\sigma = N/F^{nt} + M_x/W_x^{nt} = \frac{N}{F^{nt}}(1 + e_x/\rho_x) = \sigma_0(1 + m_x) \leqslant R, \quad \text{(II.26)}$$

dans laquelle:

$F^{nt}$ est l'aire nette de la section, cm²;
$W_x^{nt}$, le module de résistance net, cm³;
$e_x = M_x/N$, l'excentricité de la force, cm;
$\rho_x = W_x/F$, le rayon du noyau central, cm;
$\sigma_0 = N/F^{nt}$, la contrainte axiale provoquée par la force longitudinale;
$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M_x}{N}\frac{F}{W_x}$, l'excentricité relative.

Si l'on veut aussi tenir compte du travail du matériau dans le domaine plastique (ce qui est admis par les normes pour les pièces d'acier soudées et laminées qui ne sont pas directement exposées à une charge dynamique), on constate que la capacité portante de la pièce est plus grande que si l'on ne considérait que le domaine élastique. On détermine l'état limite d'une pièce exposée à une trac-

tion excentrée (efforts $M$ et $N$) par analogie à celui d'une poutre fléchie exposée à l'action de deux efforts $M$ et $Q$ (voir § 11, n° 2). A cet effet, on établit entre $M$ et $N$ des relations telles que l'apparition d'une charnière plastique soit garantie : ce faisant, on définit les frontières séparant les domaines du travail élastique, élasto-plastique et plastique du matériau. Soit $N_e = F\sigma_e$ un effort qui fait naître dans la section considérée une contrainte d'écoulement (sans tenir compte du moment, fig. II.22, *a*) ; soit $M_e = W_{pl}\sigma_e$ un moment qui correspond à l'apparition d'une charnière plastique (sans tenir compte de la force longitudinale, fig. II.22, *b*). Les efforts simultanés $N$ et $M$ ont alors des valeurs limites

$$N^M_{lim} < N_e \text{ et } M^N_{lim} < M_e,$$

c.-à-d.

$$\nu = N^M_{lim}/N_e = N^M_{lim}/F\sigma_e < 1 \text{ et}$$

$$\mu = M^N_{lim}/M_e = M^N_{lim}/W_{pl}\sigma_e < 1. \qquad (II.27)$$

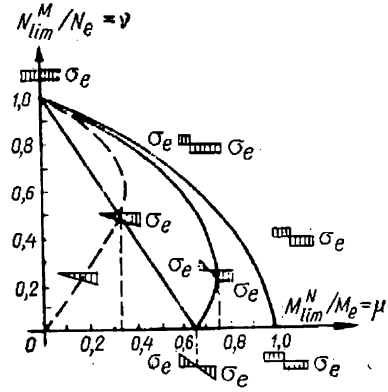



Fig. II.23. Courbes frontières des domaines de travail d'une pièce exposée aux moments fléchissants $M$ et aux forces longitudinales $N$ en même temps

A mesure que la force extérieure excentrée $P$ augmente (fig. II.22, *c*), l'épure des contraintes dans la section prend successivement les formes montrées sur les figures II.22, *d* et *e*, pour présenter enfin, à la limite, une charnière plastique décalée par rapport à l'axe de la barre (fig. II.22, *f*). On peut admettre alors que le moment est repris par le couple de forces internes qui correspondent aux aires égales de la zone comprimée et d'une partie de la zone distendue de l'épure des contraintes, tandis que la force longitudinale est reprise par la partie symétrique centrale de l'épure (zone hachurée sur la figure II.22, *f*).

Par exemple, pour une section rectangulaire d'épaisseur $b$ et de hauteur $h$, on a

$$M^N_{lim} = D\xi h = \sigma_e b(1-\xi)\, h\xi h = \sigma_e b h^2 \xi(1-\xi)\,; \quad N^M_{lim} = \sigma_e b h\,(2\xi - 1)$$

et

$$\nu = \frac{N^M_{lim}}{F\sigma_e} = 2\xi - 1\,; \quad \mu = \frac{M^N_{lim}}{W_{pl}\sigma_e} = \frac{4M^N_{lim}}{bh^2\sigma_e} = 4\xi(1-\xi), \qquad (II.28)$$

où $\xi < 1$ est la distance relative de la fibre neutre au bord de la section. Eliminant $\xi$ entre les équations (II.28), on obtient l'équation cherchée de la courbe limite sous forme d'une parabole (fig. II.23) :

$$\nu^2 + \mu = 1 \text{ ou } (N^M_{lim}/N_e)^2 + M^N_{lim}/M_e = 1. \qquad (II.29)$$

Si la section est en double T, la courbe (surface) frontière s'apparente à une droite (à un plan) ; aussi, pour une pièce à âme pleine soumise à une traction excentrée mais libre de toute sollicitation dynamique directe, les normes recommandent de vérifier la résistance à l'aide de la formule

$$\left(\frac{N}{F^{\text{nt}}R}\right)^{3/2}+\frac{M_x}{M_{x\text{pl}}R}\leqslant 1. \qquad \text{(II.30)}$$

### 2. *Barres travaillant à la compression excentrée. Barres comprimées et fléchies*

Exposée à une compression excentrée, la barre fléchit et se comprime en même temps (fig. II.24, *a*). Un cas analogue se produit lorsque la force longitudinale centrée est accompagnée par une charge transversale provoquant la flexion (fig. II.24, *b*). Dans ces deux

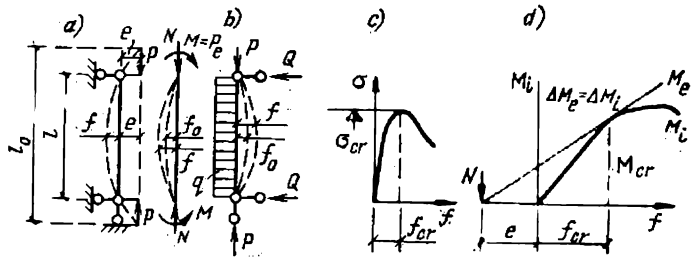



Fig. II.24. Travail d'une barre soumise à une compression excentrée

cas la pièce travaille dans des conditions quelque peu différentes, surtout dans un état limite avec un faible élancement. Cependant, en considérant les états critiques lors du calcul à la résistance, on assimile une barre comprimée et fléchie à une barre subissant une compression appliquée avec une excentricité $e = M/P$.

En principe, la compression centrée n'est qu'un cas particulier de la compression appliquée avec une faible excentricité aléatoire. En effet, la capacité portante de chaque pièce (et l'on sait que la perte de stabilité conduit inévitablement à une perte de capacité portante) suppose une relation dans laquelle à chaque effort appliqué il correspond une seule valeur de la déformation subie. Or, dans le cas considéré, à mesure que la force $P$ croît (fig. II.24, *a*), le moment extérieur augmente non seulement en raison de l'effort mais aussi à cause de l'accroissement de la flèche, $M_e = P\,(e + f)$. Au moment où la contrainte de la fibre extrême d'un côté de la section de la barre fléchie devient supérieure à la limite d'élasticité, l'augmentation du moment (et de la flèche) doit conduire, par la condition d'équilibre des corps élasto-plastiques, à la diminution de la force normale (formule (II.29)) ; cela signifie que la valeur de la force qui

varie en fonction de la flèche, passe par un maximum et commence à décroître.

La courbe représentative de la contrainte en fonction de la flèche (fig. II.24, *c*) présente une ligne ascendante d'équilibre stable jusqu'à une valeur de contrainte critique, après quoi la déformation commence à augmenter sans que la contrainte s'élève. Après ce point l'équilibre ne peut être gardé qu'en faisant diminuer la charge, ce qui caractérise justement la perte d'équilibre stable [49, 61]:

$$\frac{d\sigma}{df} = 0. \qquad \text{(II.31)}$$

La perte de stabilité détruit l'équilibre des sollicitations extérieures et des contraintes intérieures, lesquelles se développent dans la section de la pièce pour peu que cette dernière présente une courbure déterminée.

D'une façon générale, l'équilibre limite d'une barre faiblement ou moyennement élancée se situe dans le domaine élasto-plastique. La condition fondamentale d'un état critique, qui correspond à l'épuisement de la capacité portante d'une barre soumise à une compression excentrée, est l'égalité des incréments des moments extérieur et intérieur:

$$\Delta M_e = \Delta M_i. \qquad \text{(II.32)}$$

Connaissant cette condition, on peut définir graphiquement et analytiquement les efforts critiques en traçant la courbe $M_i$ en fonction de la flèche $f$, ainsi que la droite $M_e = N(e + f)$. L'excentricité $e$ est prise à gauche de l'origine de coordonnées; la tangente d'inclinaison d'une droite tangente à la courbe sera égale à $N$ (fig. II.24, *d*)

On voit sur la figure II.24, *d* une courbe $M_i$ tracée en fonction de la flèche $f$ pour une valeur donnée de $\sigma_0$. On peut considérer cette courbe comme étant une caractéristique de la section; indépendante de la charge extérieure, elle dépend uniquement de la forme de section, du moment d'inertie, de l'élancement et d'autres paramètres géométriques liés soit à une courbure éventuelle de la barre, soit à sa flèche. La courbe $M_i$ a l'allure d'une droite dans le domaine élastique (la flèche croissant lentement), devient convexe dans le domaine plastique et passe par un maximum au droit de la charnière plastique.

La construction de la courbe $M_i$ peut être facilitée. Le plus difficile est de situer la fibre neutre de la barre dans le domaine élasto-plastique, car la position de la fibre dépend:

— de la courbe de traction du matériau, c'est-à-dire du module d'élasticité à la traction ou à la compression;

— de la forme de la déformée de la barre;

— de sa forme de section.

Pour toute valeur donnée de la contrainte moyenne $\sigma_0 = N/F$, on cherche le module des déformations plastiques $E_{pl}$, au-delà de la limite de proportionnalité, en traçant une tangente à la courbe de

traction en un point ($\sigma_0$, $\varepsilon_0$) (fig. II.25, *a*). En vertu de l'hypothèse des sections planes, les déformations longitudinales $\varepsilon_1 - \varepsilon_0$ et $\varepsilon_2 - \varepsilon_0$ sont proportionnelles à la distance $z$ de la fibre neutre, le coefficient de proportionnalité étant défini par la courbure $\chi$ liée par une relation différentielle à la flèche $y$:

$$\varepsilon = \chi z\,;\ \chi = \frac{1}{\rho} = y'' = \frac{Py}{EJ}\,.$$

La courbure et la forme de section de la barre étant données, on cherche les contraintes $\sigma_1$ et $\sigma_2$ (fig. II.25, *b*). La distance à la fibre neutre $z$ se déduit de l'égalité des épures de contraintes de flexion $\left(\int_{F_1}\sigma_1 dF = \int_{F_2}\sigma_2 dF\right)$. Le moment intérieur provoqué par la flexion de courbure sera alors

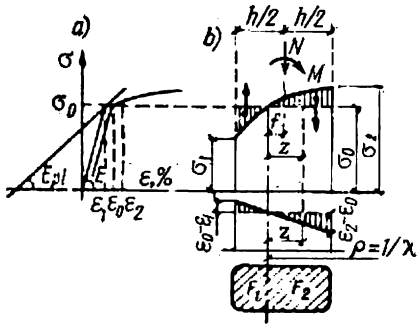



Fig. II.25. Distribution des contraintes au moment de flambement d'une barre soumise à une compression excentrée

$$M_i = \int_{F_1}\sigma_1 z\,dF + \int_{F_2}\sigma_2 z dF = $$

$$= E\int_{F_1}\varepsilon_1 z\,dF + \int_{F_2} E_{pl}\varepsilon_2 z\,dF.$$

C'est ce moment intérieur qui caractérise la section.

Portons l'excentricité de la force $N$ sur l'axe des abscisses, à gauche de l'origine, et traçons une droite tangente à la courbe $M_i$ (fig. II.24, *d*): cette droite définit le moment extérieur $M_e = N(e + f)$. Au point de tangence la condition $\Delta M_e = \Delta M_i$ est vérifiée, ce qui permet de rechercher $M_{cr}$ et $f_{cr}$ pour un $M_i$ donné, c'est-à-dire, respectivement, la force critique

$$N_{cr} = M_i^{cr}/(e + f_{cr}) \qquad \text{(II.33)}$$

ou la contrainte critique

$$\sigma_{cr} = N_{cr}/F. \qquad \text{(II.34)}$$

Il est évident que les contraintes critiques seront moins grandes dans une barre exposée à une compression excentrée que dans une barre comprimée en son centre.

En effet, si l'on prolonge la déformée de la barre (II.24, *a*) jusqu'à l'axe portant les forces longitudinales, on obtient une barre fictive comprimée en son centre, dont la longueur et l'élancement sont supérieurs à ceux d'une barre exposée à une compression excentrée: on a donc $\sigma_{cr}^{exc} < \sigma_{cr}^{0}$.

On remarque sur la figure II.24, *d* que le point de tangence de la droite $M_e$ se situe toujours à gauche du maximum de la courbe $M_i$

correspondant à la charnière plastique; ainsi donc, une barre articulée (isostatique) comprimee excentriquement et se trouvant dans un état critique conserve toujours un noyau central élastique; c'est essentiellement ce noyau qui résiste à la flexion. Dans un système hyperstatique, un encastrement élastique peut faire naître une char-

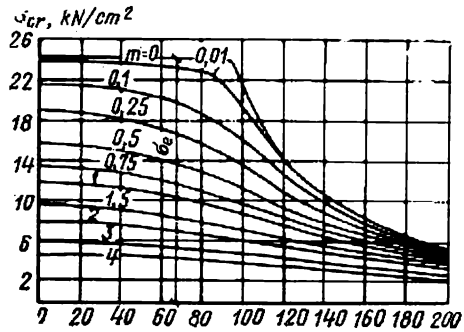



Fig. II.26. Courbes des contraintes critiques dans une barre travaillant à la compression excentrée en fonction de l'élancement de la barre (pour un matériau élasto-plastique idéal)

nière élastique, entraînant une redistribution des efforts ou un changement du schéma de calcul de la construction.

On voit donc que la contrainte critique (ou la force critique) d'une barre exposée à une compression excentrée dépend de $f_{cr}$, mais ne dépend pas de l'intensité de la charge extérieure (II.33). Cette contrainte se laisse exprimer en fonction de l'élancement $\lambda$ de la barre et de l'excentricité relative liée à la flexion :

$$m = e/\rho,$$

où $e = M/N$ est l'excentricité, cm; $\rho = W/F$ est le rayon du noyau, cm.

De même que dans le cas de la traction excentrée (cf. la formule (II.26)), la formule de la contrainte de compression excentrée comprend l'excentricité relative $m$ (on attribue à la compression le signe «+» également):

$$\sigma = N/F + M/W = \sigma_0 (1 + m).$$

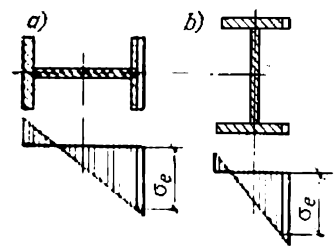



Fig. II.27. Zones de propagation des déformations plastiques et d'affaiblissement de la section en I :
a) excentricité dans le plan de l'âme;
b) excentricité dans un plan perpendiculaire à l'âme

On voit sur la figure II.26 les courbes théoriques des contraintes critiques qui se produisent dans les barres de section rectangulaire soumises à une compression excentrée. Leur solution générale est possible sous une forme finie (solution de Jesek), en fonction de l'élancement $\lambda$ et pour diverses valeurs d'excentricité relative $m$.

Afin de tenir compte de l'influence de la forme de section, les normes introduisent un coefficient de réduction $m_1$ égal au produit du coefficient de forme de section $\eta$ par l'excentricité relative, $m_1 = \eta m$. Le coefficient $\eta$ tient compte du développement des déformations plastiques dans la barre en cas de perte de stabilité (flambement). On trouve les valeurs du coefficient $\eta$ en Annexe 8.

Dans le cas illustré sur la figure II.27, *a*, on a $\eta > 1$, car l'écoulement risque d'envahir à bref délai toute la membrure comprimée, transformant la section en un T simple. Au cas où les déformations plastiques de la barre ne sont pas graves (fig. II.27, *b*), on a $\eta < 1$. Seuls les bords de la section passent alors à l'état plastique, n'affaiblissant pratiquement pas la section.

Par analogie avec le coefficient de flambement $\varphi$ (cf. § 10), désignons le rapport de la contrainte critique de la compression excentrée à la limite d'élasticité par

$$\varphi^{exc} = \sigma_{cr}^{exc}/\sigma_e^{min}, \tag{II.35}$$

d'où

$$\sigma_{cr}^{exc} = \varphi^{exc}\sigma_e^{min}.$$

La formule de vérification de la stabilité d'une barre exposée à une compression excentrée s'écrira alors :

$$\sigma = \frac{N}{F} \leqslant \frac{\sigma_{cr}^{exc}}{k} = \frac{\varphi^{exc}\sigma_e^{min}}{k}$$

ou, dans une forme plus commode pour les calculs (en posant $\sigma_e^{min}/k = R$) :

$$\sigma = N/(\varphi^{exc}F) \leqslant R, \tag{II.36}$$

où $\varphi^{exc}$ est un coefficient introduit pour minorer la résistance de calcul de la pièce jusqu'à la valeur de contrainte critique dans une barre soumise à une compression excentrée.

On trouve dans les Annexes 6 et 7 les valeurs du coefficient $\varphi^{exc}$ pour différentes nuances d'acier, en fonction de l'élancement fictif de la barre $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E}$ et de l'excentricité réduite

$$m_1 = \eta m = \eta e/\rho = \eta e F_{br}/W_{br}. \tag{II.37}$$

Dans cette dernière formule :

$e = M/N$ est l'excentricité de la force dans le plan de flexion, cm ;

$M$ est le moment de calcul qui est égal :

— pour un poteau de section constante dans un système en portique : au plus grand moment sur la longueur du poteau ;

— pour un poteau étagé : au plus grand moment sur la longueur d'une portion de section constante ;

— pour une poutre cantilever : au moment d'encastrement ;

— pour une barre à extrémités articulées : voir tableau II.12 ;

$N$ est la force longitudinale dans la section considérée ;
$\rho = W_{br}/F_{br}$ est le rayon du noyau central de la section, cm ;
$W_{br}$ est le module de résistance pour la fibre la plus comprimée.

*Tableau II.12*

**Moments de calcul $M$ des barres à extrémités articulées**

| $m$ | $\bar{\lambda} < 4$ | $\bar{\lambda} \geqslant 4$ |
|---|---|---|
| $m \leqslant 3$ | $M = M_2 = M_{max} - \frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{max} - M_1)$ | $M = M_1$ |
| $3 < m \leqslant 20$ | $M = M_2 + \frac{m-3}{17}(M_{max} - M_2)$ | $M = M_1 + \frac{m-3}{17}(M_{max} - M_1)$ |

$M_1$ est le plus grand moment sur le tiers médian de la longueur de la barre; $M$ n'est jamais inférieur à $0{,}5\ M_{max}$; $M_2$ est le moment de calcul pour $m \leqslant 3$ et $\bar{\lambda} < 4$.

Généralement, en choisissant la section, on calcule d'abord $\rho$ à l'aide de l'égalité

$$\rho = W/F = J/(zF) = r^2/z, \qquad (II.38)$$

dans laquelle $r$ est le rayon de giration de la section (on trouve les valeurs approchées de $r$ dans les tableaux VII.4 et VIII.2) ; $z$ est la distance de la fibre neutre à la fibre la plus comprimée.

Pour $m_1 > 4$, en plus de la formule (II.36), on peut se servir, pour le calcul d'une barre exposée à une compression excentrée, de la formule à deux termes de Yassinski :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{br}} + \frac{M}{W_{br}} = \frac{N}{F_{br}}\left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e}{\rho}\right) \leqslant R. \qquad (II.39)$$

Cette formule ne tient pas suffisamment compte des déformations plastiques et ignore complètement l'influence de la forme de section, mais l'inexactitude n'est pas grande (5 à 8 %) [26].

Lorsque l'excentricité réduite est grande ($m_1 > 20$), l'influence de la force longitudinale est faible, et la vérification de la stabilité n'est pas nécessaire. On se borne à vérifier la résistance à la flexion en se servant de la formule (II.17). La vérification de la stabilité de la barre exposée à une compression excentrée dans le plan d'action du moment doit toujours être complétée par une vérification de la stabilité hors de ce plan (cf. ch. VIII).

Le calcul à la compression excentrée d'une barre en alliage d'aluminium est analogue au cas d'une barre d'acier. Les valeurs du coefficient $\varphi^{exc}$ pour les alliages d'aluminium sont données dans les Règles SNiP II-24-74.

## § 13. RÉSISTANCE DE CALCUL DES MATÉRIAUX D'UNE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

### *1. Généralités*

Toute construction en acier est calculée à la capacité portante, ce qui signifie qu'on calcule sa résistance mécanique, sa stabilité et, parfois, son endurance.

Le calcul à la résistance et à la stabilité est fait en se basant sur les charges de calcul (compte tenu d'un coefficient de sécurité). Les contraintes de calcul ne doivent jamais être supérieures à la résistance de calcul du matériau.

Les valeurs des résistances de calcul pour l'acier laminé, l'acier au carbone moulé et la fonte grise moulée (pour les cas où il n'est pas tenu compte du coefficient des conditions de travail), établies par les Règles SNiP II-B.3-72, sont résumées dans les tableaux II.13 à II.15.

*Tableau II.13*

**Résistance de calcul $R$ des profilés d'acier, kN/cm²**

| Contrainte | Symbole | Acier carbone de classe C38/23 | Acier faiblement allié des classes | | | Acier à haute résistance des classes | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | C44/29 | C46/33 | C52/40 | C60/45 | C70/60 | C85/75 |
| Traction, compression, flexion | $R$ | 21 (26) | 26 (30) | 29 (31) | 34 | 38 | 45 | 53 |
| Cissaillement | $R_{cis}$ | 13 | 16 | 17 | 20 | 23 | 26 | 31 |
| Ecrasement de la face en bout ajustée | $R_{écr.b}$ | 32 | 39 | 43 | 51 | 57 | 65 | 80 |
| Ecrasement local en cas de contact étroit | $R_{écr.l}$ | 16 | 20 | 22 | 25 | 29 | 33 | 39 |
| Compression diamétrale des galets en contact libre (construction peu mobile) | $R_{c.d}$ | 0,8 | 1 | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2 |

*Nota.* 1. Les valeurs entre parenthèses indiquent les résistances à la traction des constructions dont l'exploitation est possible au-delà de la limite d'élasticité du métal.

2. Pour la classe d'acier C38/23 les valeurs mentionnées restent valables pour une épaisseur ne dépassant pas 30 mm. De 31 à 40 mm on a $R$=19 kN/cm²; de 41 à 160 mm on a $R$ = 17 kN/cm².

*Tableau II.14*

**Résistance de calcul $R$ de l'acier au carbone moulé, kN/cm²**

| Contrainte | Symbole | Acier | |
|---|---|---|---|
| | | 15Л | 35Л |
| Traction, compression, flexion . . . . . | $R$ | 15 | 21 |
| Cisaillement . . . . . | $R_{cis}$ | 9 | 13 |
| Ecrasement de la face en bout . . . . . | $R_{écr.b}$ | 23 | 32 |
| Ecrasement local en cas de contact étroit | $R_{écr.l}$ | 11 | 16 |
| Compression diamétrale des galets en contact libre (construction peu mobile) . . . . . | $R_{c.d}$ | 0,6 | 0,8 |

*Tableau II.15*

**Résistance de calcul $R$ de la fonte grise moulée, kN/cm²**

| Contrainte | Symbole | Fonte | | |
|---|---|---|---|---|
| | | СЧ12-28, СЧ15-32 | СЧ18-36, СЧ21-40 | СЧ24-44, СЧ28-48 |
| Compression centrée, compression avec flexion . . . | $R_c$ | 16 | 18 | 21 |
| Traction avec flexion . . . | $R_{fl}$ | 4,5 | 6 | 8 |
| Cisaillement . . . . . | $R_{cis}$ | 3,5 | 4,5 | 6 |
| Ecrasement de la face en bout . . . . . | $R_{écr.b}$ | 24 | 27 | 32 |

### *2. Calcul à l'endurance d'une construction en acier*

Les constructions en acier qui reprennent directement une surcharge mobile répétée dans un bâtiment ou halle équipée d'une poutre roulante à service dur (p.ex. poutres de roulement d'une aciérie), ainsi que les structures directement exposées aux vibrations périodiques, doivent être calculées à l'endurance.

La résistance aux charges variables d'une construction (cf. § 8) dépend considérablement de sa forme et de la distribution irrégulière des lignes de forces définie par la forme, car toute pointe de contrainte aggrave le danger d'une rupture fragile.

En calculant une construction d'acier à l'endurance, on multiplie sa résistance de calcul par un coefficient $\gamma$ qu'on détermine à l'aide de l'une des deux formules suivantes:

$$\gamma = \frac{c}{a - b\rho} \qquad (II.41)$$

si la contrainte la plus élevée (en valeur absolue) provient de la traction ;

$$\gamma = \frac{c}{b - a\rho} \qquad \text{(II.41')}$$

si la contrainte la plus élevée (en valeur absolue) provient de la compression. En tout cas, ce coefficient n'est jamais supérieur à 1.

Dans les formules ci-dessus $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$, où $\sigma_{min}$ et $\sigma_{max}$ sont les contraintes minimale et maximale (en valeurs absolues) produites par une charge nominale, sans tenir compte du coefficient de forme ni des coefficients $\varphi$ et $\varphi^{exc}$ ; $c$ est un coefficient qui tient compte du nombre de cycles de charge imposés à la construction pendant son exploitation (on trouve ce coefficient dans le tableau II.16). Les coefficients $a$ et $b$, qu'on trouve également au

*Tableau II.16*

**Valeurs des coefficients $a$, $b$ et $c$ pour la formule (II.41)**

| Classe d'acier | Groupe | $a$ | $b$ | $c$ (millions de cycles) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 0,5 | 1 | 2 | 3 | ⩾5 |
| C38/23 | 1 | 1,2 | 0,6 | 1,2 | 1,1 | 1 | 0,95 | 0,9 |
| | 2 | 1,3 | 0,7 | | | | | |
| | 3 | 1,55 | 0,95 | 1,3 | | | | |
| | 4 | 1,85 | 1,25 | | | | | |
| | 5 | 2,1 | 1,5 | | | | | |
| | 6 | 2,75 | 2,15 | 1,4 | 1,2 | | | 0,85 |
| | 7 | 3,5 | 2,9 | | | | | |
| | 8 | 4,8 | 4,2 | | | | | |
| C44/29 et C46/33 | 1 | 1,25 | 0,65 | 1,2 | 1,1 | 1 | 0,95 | 0,9 |
| | 2 | 1,45 | 0,85 | | | | | |
| | 3 | 1,8 | 1,2 | 1,4 | 1,2 | | | |
| | 4 | 2,4 | 1,8 | | | | | |
| | 5 | 2,75 | 2,15 | | | | | |
| | 6 | 3,8 | 3,2 | 1,6 | 1,3 | | | 0,85 |
| | 7 | 4,8 | 4,2 | | | | | |
| | 8 | 6 | 5,4 | | | | | |

*Nota.* Les joints soudés des membrures des poutres en I se rapportent au groupe 2 ou 3. Les joints bout à bout se rapportent au groupe 4. Les joints à recouvrement se rapportent au groupe 8.

tableau II.16, dépendent du classement (groupe) de l'élément ou du mode d'attache selon les Règles SNiP II-B.3-72.

Les normes relatives aux constructions en acier ne donnent pas les valeurs du coefficient $\gamma$ pour un nombre de cycles de charge inférieur à $5 \cdot 10^5$. En première approximation et avec une précision suffisante pour les calculs pratiques, on peut, sur la base des essais [39], représenter la courbe de résistance olygocyclique (en laissant une certaine marge de sécurité) comme une ligne brisée en coordonnées logarithmiques lg $\sigma$ et lg $N$ (fig. II.28). Le premier tronçon de la droite a alors son origine au point de la charge de rupture $\sigma_{tr}$ pour un cycle unique avec $N = 1/4$; il se prolonge, avec une inclinaison, jusqu'au point de transition $\sigma_{ky}$ de la rupture quasi statique à la rupture de fatigue, $\sigma_{ky} \approx 0{,}8\ \sigma_{tr}$. Le second tronçon va de

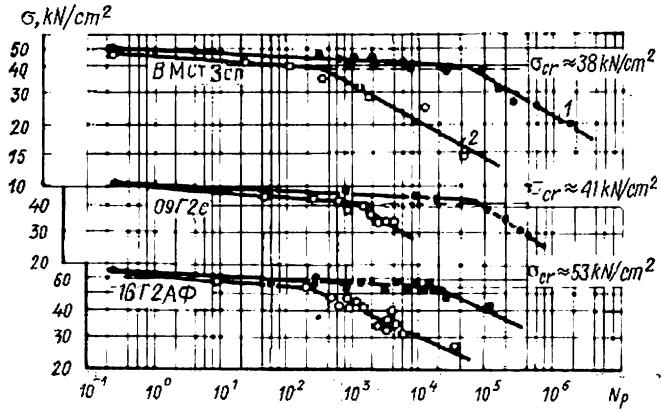



Fig. II.28. Courbes de résistance à la fatigue d'une éprouvette lisse:
*1* — contraintes répétées; *2* — contraintes alternées

$\sigma_{ky}$ à $\sigma_{N_r}$, lequel est un point de référence (voir SNiP II-B.3-72) établi pour un nombre de cycles $N_r = 5 \cdot 10^5$. La relation entre $\sigma$ et le nombre de cycles $N$, pour $\sigma_{N_r} < \sigma < \sigma_{ky}$, s'écrit

$$\sigma = \sigma_{N_r} (N_r/N)^m = \sigma_{N_r} \left(\frac{5 \cdot 10^5}{N}\right)^m,$$

où $m$ est une quantité caractéristique déterminée par des essais avec les éprouvettes lisses; elle est égale à:

0,16 pour l'acier Ст3сп;
0,22 pour l'acier 09Г2С;
0,245 pour l'acier 10ХСНД;
0,145 pour l'acier 16Г2АФ.

L'intersection de ce tronçon avec une droite horizontale $\sigma_{ky} = 0{,}8\ \sigma_{tr}$ (sensiblement la même pour toute nuance d'acier), définit le point d'inflexion de la ligne brisée.

Les essais montrent qu'on peut tracer par la même méthode la courbe de la résistance oligocyclique de calcul pour les assemblages soudés à différents coefficients de concentration de contrainte $\alpha_\sigma$ (coefficients $a$ et $b$ de la formule (II.41)). Après avoir déterminé le coefficient $\gamma$ pour un point de référence associé à $N = 5 \cdot 10^5$ cycles, on trace une seconde droite d'inclinaison $m$, parallèle à la droite construite pour une éprouvette lisse, jusqu'à intersection avec l'horizontale en 0,8 $\sigma_{tr}$ (fig. II.29) ; on obtient une ligne brisée, qui est celle de la résistance oligocyclique. Par exemple, pour un joint soudé bout à bout non usiné sur un plat d'acier de classe C38/23, qui appartient au 4e groupe de concentration de contrainte conformément aux Règles SNiP II-B.3-72, on a pour $N = 5 \cdot 10^5$, la limite

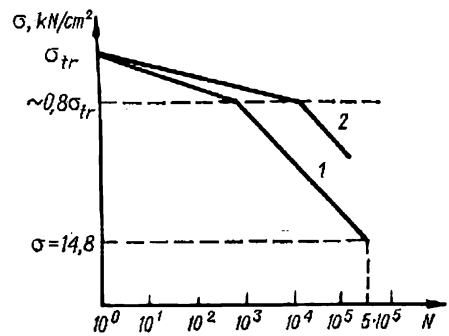



Fig. II.29. Résistance à la fatigue d'un joint soudé bout à bout à l'état brut de soudage :
*1* — joint ; *2* — métal de base (éprouvette lisse)

d'endurance $\sigma_N = \gamma R$, où $R = 21$ kN/cm². Le mode de sollicitation est voisin d'une contrainte répétée par rapport à la droite, avec un coefficient d'asymétrie $\rho = 0{,}03$. On a donc

$$\sigma = \gamma R = \frac{c}{a - b\rho} R = \frac{1{,}3}{1{,}85 - 1{,}25 \cdot 0{,}03} 21 = 0{,}72 \cdot 21 = 14{,}8 \text{ kN/cm}^2.$$

En traçant une droite d'inclinaison $m = 0{,}16$ (parallèle à celle de l'éprouvette lisse) (voir fig. II.29), on obtient un point d'inflexion à l'intersection avec l'horizontale $\sigma_{ky} = 0{,}8\ \sigma_{tr} = 0{,}8 \cdot 38 = 30{,}4$ kN/cm².

Cette méthode de calcul convient pour évaluer la capacité portante d'une construction soudée d'usage général. Pour une construction d'usage spécial, présentant des exigences plus sévères vis-à-vis de la sécurité de l'exploitation, on doit tenir compte de la propagation des fissures en fonction de leurs longueurs initiales, ainsi que de l'étendue de variation des contraintes $\Delta K_1$ ; on peut aussi consulter utilement des normes spéciales.

### *3. Résistances de calcul des constructions en alliages d'aluminium*

Les résistances de calcul des constructions en alliages d'aluminium, tirées des Règles SNiP-24-74, sont données au tableau II.17.

*Tableau II.17*

**Résistance de calcul $R$ de l'aluminium**

| Contrainte | Symbole | Résistance de calcul, kN/cm² | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | alliages sans traitement thermique | | | | alliages thermiquement traités | | | |
| | | АД1М | АМцМ | АМг2М | АМг2П | АД31Т | АД31Т1 | 1925Т | 1915Т |
| Traction, compression, flexion . . . . . | $R$ | 2,5 | 4 | 7 | 15 | 5,5 | 15 | 17,5 | 20 |
| Cisaillement . . . . . | $R_{cis}$ | 1,5 | 2,5 | 4 | 9 | 3,5 | 9 | 10,5 | 12 |
| Ecrasement de la face en bout ajustée . . . . . | $R_{écr.b}$ | 4 | 6 | 10,5 | 22,5 | 8 | 22,5 | 26 | 30 |
| Ecrasement local en cas de contact étroit . . . . | $R_{écr.l}$ | 2 | 3 | 5 | 11 | 4 | 11 | 13 | 15 |

CHAPITRE III

# PROFILÉS USUELS

L'acier utilisé en construction est fourni par les aciéries sous forme de produits laminés (profils) variés; on distingue principalement les tôles d'acier et les profilés (aciers marchands et profilés proprement dits).

A la suite de longues années d'expériences, une sélection s'est opérée, à la suite de laquelle la riche gamme des profilés s'est réduite à quelques types usuels, à savoir: les cornières, le profilé en I (la poutrelle) et le profilé en U. Avec l'acier rond et les tôles (plats), ces trois types de profilés sont les plus usités en construction.

## § 14. CARACTÉRISTIQUES ET DESTINATION DES PROFILÉS USUELS

### *1. Cornières*

Les cornières sont fabriquées à ailes égales (GOST 8509-72) et à ailes inégales (GOST 8510-72), ces dernières ayant un rapport de largeurs d'ailes voisin de 1 : 1,6. Une cornière peut être utilisée en construction pour constituer les éléments suivants:

1) une pièce de liaison réalisant un assemblage de deux tôles ou formant une section rivée composée (fig. III.1, *a*);

2) un élément indépendant à section composée de 1 ou 2 cornières (fig. III.1, *b*) et reprenant un effort axial (traction ou compression);

3) un élément auxiliaire assurant la fixation d'une poutre sur un poteau (fig. III.1, *c*) ou d'une panne sur la membrure d'une ferme (fig. III.1, *d*), formant un élément d'appui, un raidisseur, etc.

En raison de leur polyvalence, les cornières sont produites dans une gamme de dimensions très étendue. La cornière la plus mince et la plus légère a les ailes de 20 × 20 mm et une épaisseur de 3 mm; son symbole est ⌊ 20 × 3; sa section transversale a une aire de 1,13 cm². La plus grosse cornière est ⌊ 250 × 30, de 142 cm² de section.

Les ailes des cornières ont leurs faces parallèles, ce qui est un avantage pour l'assemblage et la fixation.

On choisit le type de la cornière en fonction de la solution constructive retenue.

Les cornières minces seront employées de préférence pour constituer, au sein d'un système de barres, une section indépendante exposée à un effort axial, car, pour évaluer indirectement le choix

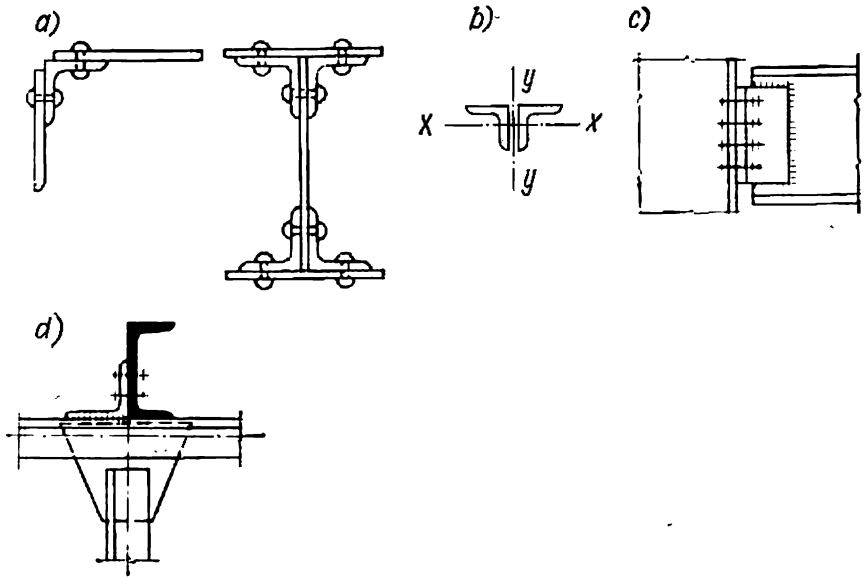



Fig. III.1. Exemples d'application des cornières

rationnel d'un élément comprimé, on considère son rayon de giration $r = \sqrt{J/F}$, paramètre qui détermine la flexibilité et le coefficient $\varphi$ minorant la résistance de calcul. Plus $r$ est grand, plus la section est bonne; or, une cornière mince a toujours un rayon de giration plus élevé qu'une cornière épaisse. D'autre part, le flambement local des ailes d'une cornière mince n'est pas à craindre, car la flexibilité maximale $b/\delta \leqslant 15$ à 17 (rapport de la largeur d'aile à l'épaisseur) de n'importe quelle cornière usuelle garantit dans chaque cas donné la stabilité locale des ailes. Lorsqu'il s'agit d'une pièce soudée travaillant à la traction, l'épaisseur de la cornière a moins d'importance; là encore, on préfère des cornières minces, car, étant plus rigides, elles se prêtent mieux à la manutention et au montage.

On a également recours aux cornières minces pour en faire des éléments tels que: raidisseurs d'une poutre, pattes d'attache, etc. ne supportant pas d'efforts excessifs. S'il y a risque de flexion des ailes (cornières d'appui, éléments courts de suspension d'un monorail, etc.), on emploie une cornière de plus forte section.

Les cornières les plus petites utilisées pour résister à une charge dans une construction en acier sont les cornières 50 × 5 et 63 × × 40 × 5.

La longueur de la cornière, déterminée par les conditions de fabrication (laminage) et de transport, est de 6 à 9 m pour les pièces minces et de 9 à 12 m pour les grosses pièces.

### 2. *Poutrelles*

Les poutrelles ou profilés en I (GOST 8239-72 *) sont utilisées le plus souvent pour travailler à la flexion (poutres), ce qui détermine leur configuration (fig. III.2, *a*). Les poutrelles sont aussi employées pour former des poteaux composés (fig. III.2, *b*, *c*).

Les poutrelles normalisées sont désignées par un numéro de 10 à 60. Le numéro d'une poutrelle indique sa hauteur en centimètres.

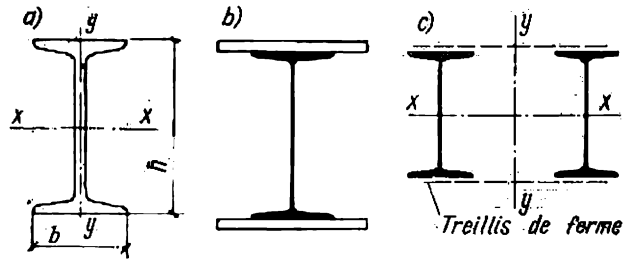



Fig. III.2. Exemples d'application des poutrelles

Les poutrelles des n$^{os}$ 18 à 30 peuvent avoir des ailes plus larges et plus fortes pour les mêmes dimensions de l'âme ; elles sont indiquées alors par la lettre « *a* ». Les poutrelles de la série « *a* » à ailes renforcées résistent mieux à la flexion.

Il est bon de se rappeler, chaque fois qu'on utilise une poutrelle, que les dimensions de celle-ci peuvent s'écarter des cotes nominales à la suite du laminage. L'écart admissible dans le sens de la hauteur est ±3 mm pour les n$^{os}$ 20 à 36, et ±4 mm, pour le n° 40 et au-dessus. La face intérieure de l'aile d'une poutrelle a une inclinaison (pente) de 12 %, ce qui est parfois incommode pour la fixation de la pièce de ce côté-ci.

Les poutrelles sont normalement produites dans les longueurs de 6, 9 et 12 m. Sur accord spécial avec l'usine, on peut commander des poutrelles n° 30 de 15 m de long, et des poutrelles d'un numéro égal ou supérieur à 45, de 15 à 18 m de long.

### 3. *Profilés en U*

Un profilé en U (GOST 8240-72 *) est une poutrelle dont on a déplacé l'âme sur un bord des ailes, ce qui est particulièrement commode pour l'appliquer sur l'âme d'une autre pièce (fig. III.3, *a*).

Ces profilés résistent bien à la flexion, c'est pourquoi on les emploie, par exemple, pour constituer les pannes de couverture d'un bâtiment industriel.

Le profilé en U a une section dissymétrique par rapport à son axe vertical $y$-$y$ : il est donc sujet à la torsion, qui fait naître des contraintes parasites.

Les profilés en U sont largement utilisés dans les constructions exposées à un effort axial. Ils peuvent constituer, en section composée ou reliés deux à deux par des plats ou un treillis, un poteau (fig. III.3, *b*), les membrures d'une ferme (fig. III.3, *c*), etc.

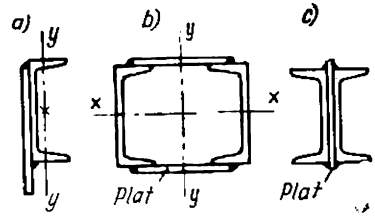



Fig. III.3. Exemples d'application des profilés en U

Les profilés en U sont numérotés de 5 à 40. Les profilés n$^{os}$ 14 à 24 peuvent avoir, pour les mêmes dimensions de l'âme, les ailes de largeur et d'épaisseur différentes (série « *a* »). Les écarts admissibles en hauteur sont de $\pm 3$ mm pour les n$^{os}$ 20 à 30 et de $\pm 3{,}5$ mm à partir du n° 33. Les faces intérieures des ailes ont une pente de 1 : 10. Longueurs normales : 6, 9 et 12 m ; sur commande spéciale, on obtient des profilés jusqu'à 18 m.

### *4. Tôles d'acier*

Fréquemment employées en construction, les tôles d'acier atteignent parfois 40 à 60 % de la masse de l'ouvrage. Il y a aussi des structures entières, appelées coques ou voiles, construites complètement en tôles. Un emploi aussi large des tôles, même dans les systèmes à barres, s'explique par le fait qu'on arrive à constituer n'importe quel profil, quelles que soient ses dimensions, épaisseur, section, en assemblant des tôles d'acier par soudure et rivetage.

La classification des tôles d'acier est la suivante :

a) feuillards (ou tôles minces) laminés à chaud, épaisseur 0,5 à 4,05 mm, largeur 600-1000-1400 mm (suivant l'épaisseur), longueur 1,2-2; 2,5 ; 4 m. Ils sont utilisés pour la confection des profilés emboutis et des couvertures ;

b) plats (ou bande) (GOST 103-76), épaisseur 4 à 60 mm, largeur 12 à 200 mm échelonnée de 2 mm en 2 mm. L'emploi des plats n'est justifié qu'en grandes quantités ;

c) larges-plats (ou acier universel) (GOST 82-70) à bords droits soignés ; largeur 160 à 1050 mm (échelonnement 10 mm à 50 mm),

épaisseur 4 à 60 mm (échelonnement 2 mm à 4 mm, à partir de 12 mm d'épaisseur). Longueurs normales: 6 à 12 m. L'emploi des larges-plats est très recommandé, principalement en raison de leurs bords droits;

d) tôles fortes, épaisseur 4 à 160 mm échelonnée:

— de 0,5 mm en 0,5 mm pour les épaisseurs de 4 à 6 mm;

— de 1 mm en 1 mm pour les épaisseurs de 7 à 30 mm;

— de 2 mm en 2 mm, pour les épaisseurs jusqu'à 40 mm.

Les largeurs des tôles fortes vont de 600 à 2500 mm (parfois 3000 mm), échelonnées de 100 mm en 100 mm. Une largeur supérieure à 1800 mm ne peut être produite que par accord spécial avec l'usine. La longueur des tôles fortes varie de 4 à 8 m, suivant l'épaisseur. Sur commande spéciale, les aciéries produisent des tôles fortes jusqu'à 12 m de long.

## § 15. AUTRES PRODUITS LAMINÉS UTILISÉS EN CONSTRUCTION

En plus des principaux profilés énumérés, on utilise en construction d'autres produits laminés en acier, à savoir:

1) acier carré (GOST 2591-71) à angles vifs ou arrondis, aux côtés de 40 à 250 mm;

2) acier rond (GOST 2590-71) de 9,5 à 250 mm de diamètre; il est utilisé pour constituer des éléments de liaison (tirants); des boulons de scellement, etc., ainsi que des armatures de béton armé;

3) fil d'acier au carbone à haute résistance pour les structures précontraintes (GOST 7348-63) de 0,2 à 5 mm de diamètre, etc.;

4) tubes sans soudure à parois épaisses (GOST 8732-70 *), dont le diamètre et l'épaisseur vont de 42 × 2,5 à 377 × 20 et 500 × × 15 mm;

5) rails (GOST 4121-62 *) pour ponts roulants. Le numéro du rail (de KP-70 à KP-140) correspond à la largeur en mm du champignon de rail; longueur de 9 à 12 m.

6) tôle striée (GOST 8568-57 *) utilisée pour construire les paliers et les marches d'escaliers empruntés par des personnes. Epaisseur de la tôle (avec la strie): 6, 8, 10 mm, largeur: 600 à 1400 mm; longueur: jusqu'à 6 m;

7) lattis d'acier (tôle entaillée et étirée), utilisé comme platelage aux endroits où une accumulation de poussière est à éviter. Epaisseur de la tôle brute: 4 à 6 mm. Epaisseur après étirage: 13 à 21 mm, largeur: 500 à 1400 mm, longueur: jusqu'à 6 m;

8) tôle ondulée (GOST 3685-71 *) utilisée pour constituer la couverture légère des ateliers industriels de traitement thermique. Epaisseur de la tôle: 1 à 1,75 mm, largeur: 700 à 1000 mm, longueur: 2000 mm, hauteur de l'onde: 30 ou 35 mm;

9) profils spéciaux de menuiserie pour les fenêtres des bâtiments industriels et de certains bâtiments civils (GOST 7511-73).

Dans un projet, on cherche à minimiser le nombre des numéros de profilés, tout en veillant à ce que la masse de la charpente ne soit pas exagérée.

L'assortiment des produits laminés étant très riche, les aciéries n'arrivent cependant pas à satisfaire les besoins des constructeurs: on est amené parfois à confectionner un profil à partir de plats ou d'autres profilés en les assemblant par soudure ou rivure, ce qui a des répercussions fâcheuses sur le coût de la construction. Afin de

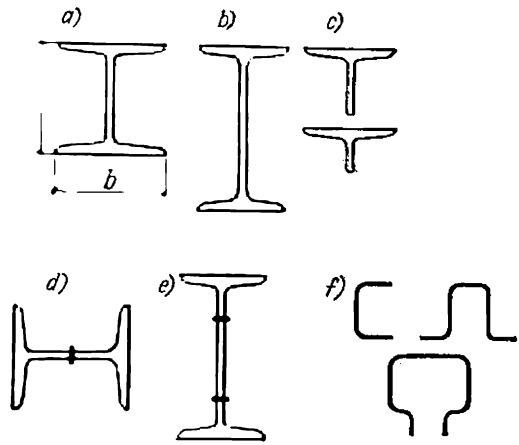



Fig. III.4. Profils spéciaux utilisés en bâtiment

mieux pourvoir aux besoins des constructeurs, les aciéries produisent (ou sont prêtes à produire) quelques autres profilés:

1) poutrelles à très larges ailes (fig. III.4, *a*), dont la hauteur peut atteindre 1000 mm. Le rapport de la largeur d'ailes à la hauteur du profilé varie de 1 : 1 à 1 : 2,5 .Il y a déjà des lignes de fabrication de poutrelles soudées à très larges ailes;

2) poutrelles à âme amincie (fig. III.4, *b*) destinées aux poutraisons légères travaillant en flexion. Ces poutrelles sont de 30 à 35 % plus économiques que les poutrelles de la série normale;

3) profilés en T (fig. III.4, *c*) à âme longue ou courte et à ailes larges, qui conviennent pour former des membrures indépendantes d'une ferme à section en H avec un seul joint soudé (fig. III.4, *d*), ou bien pour constituer un élément de section en double T de grande hauteur avec un plat intercalé au milieu de la section (fig. III.4, *e*);

4) profilés en tôle, fabriqués par pliage sur une machine spéciale ou par laminage à froid (fig. III.4, *f*). Ils s'avèrent efficaces dans une construction légère, ainsi que dans une charpente raide exposée à des efforts modérés. Les formes de ces profilés sont très variées (GOST 8278-75).

## § 16. PROFILÉS EN ALLIAGES D'ALUMINIUM

Les alliages d'aluminium utilisés en bâtiment se rapportent le plus souvent à la catégorie des alliages de forge et de laminage auxquels on a donné la forme d'un profilé ou d'une tôle soit par filage à la presse, soit par cintrage ou emboutissage de la tôle laminée.

Le filage se fait à chaud (vers 400 °C) sur une presse hydraulique. Un lopin de métal rond (de dimensions maximales $d \times l = 345 \times \times 1450$ mm) est passé à travers une filière de profil intérieur approprié (fig. III.5).

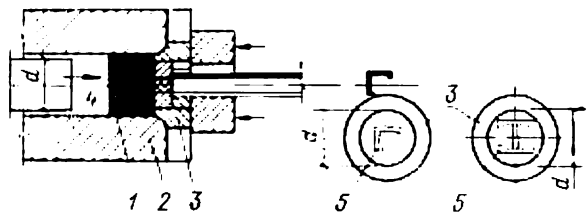



Fig. III.5. Filage à la presse d'un profilé d'aluminium :
*1* — lopin d'aluminium ; *2* — conteneur ; *3* — filière ; *4* — poinçon ; *5* — orifices de filière

Compte tenu des dimensions du lopin, la section transversale du profilé envisagé doit s'inscrire dans un cercle de 320 mm de diamètre, ou, si la presse est suffisamment puissante, dans un cercle de 530 mm. Disposant d'un jeu de filières de profils variés, on obtient une large gamme de profilés d'aluminium.

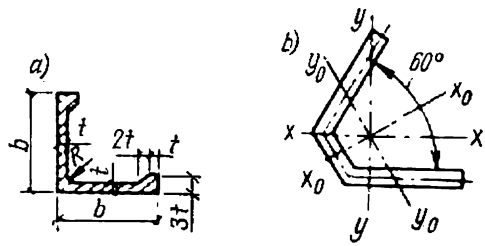



Fig. III.6. Profilés d'aluminium :
*a*) cornière à bourrelets ; *b*) profilé pour pylône électrique

L'emploi relativement restreint des ossatures en aluminium est un obstacle pour la sélection des profilés les plus usités.

En ce qui concerne les cornières, étant donné le bas module d'élasticité des alliages d'aluminium et un faible rapport critique de la longueur libre des ailes à leur épaisseur ($b/\delta \leqslant 7$ à 12), on a proposé un profil muni de bourrelets aux bords des ailes (fig. III.6, *a*) qui augmentent le rapport $b/\delta$ jusqu'à 10-20, suivant la section. Celle-ci peut aussi être fermée (tubes). On voit sur la figure III.6, *b* la

section d'un profilé d'aluminium fabriqué par filage à la presse et destiné à constituer les membrures d'un pylône électrique.

Les normes relatives à la livraison des alliages d'aluminium sont les suivantes :

— pour la composition chimique : GOST 4784-74 ;

— pour les caractéristiques mécaniques : GOST 12592-67* (tôles), GOST 8617-75 et OST-1-92022-73 (profilés), GOST 18475-73 ** et GOST 18482-73 ** (tubes).

Après le filage à la presse, les profilés subissent un traitement thermique : trempe, maturation, recuit,...

Les profilés cintrés se fabriquent généralement à partir de tôles minces et de plats d'une épaisseur au plus égale à 4 mm.

Les tôles sont laminées à froid (épaisseur $\leqslant$ 5 mm) ou à chaud (épaisseur $\leqslant$ 80 mm). Elles peuvent être larges jusqu'à 2 m et longues jusqu'à 7 m.

Les tôles en alliages d'aluminium, par exemple en duralumin, sont plaquées, c'est-à-dire revêtues d'une mince couche d'aluminium pur inattaquable à la corrosion. Les tôles en alliage sans durcissement thermique, en alliages AB, B92, et les profilés en alliages de tous types peuvent être utilisés non plaqués.

Les tôles utilisées pour le revêtement d'un mur peuvent être peintes en différentes couleurs par anodisation avec emploi d'un pigment d'origine minérale.

CHAPITRE IV

# JOINTS SOUDÉS

## § 17. PROCÉDÉS DE SOUDAGE, LEURS CARACTÉRISTIQUES

Les éléments des constructions en acier sont assemblés le plus souvent par soudure électrique. On distingue principalement le soudage à l'arc électrique manuel, semi-automatique et automatique, avec ou sans protection gazeuse.

### *1. Soudage à l'arc manuel*

L'arc électrique, qui jaillit entre l'électrode (tige en acier) et les pièces à assembler en acier (fig. IV.1), fond le métal de base et le métal de l'électrode en formant un joint soudé qui réunit les pièces.

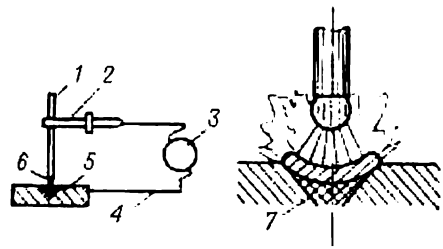



Fig. IV.1. Principe du soudage à l'arc électrique:
*1* — électrode métallique; *2* — porte-électrode; *3* — source de courant; *4* — câble électrique; *5* — pièce à souder; *6* — arc électrique; *7* — soudure

Le soudage à l'arc ouvert avec une électrode sans enrobage ne donne que des soudures médiocres, à cause de la contamination du métal de la soudure avec l'oxygène (oxydes) et l'azote (nitrures) qui fragilise le métal. Les électrodes enrobées produisent un milieu gazeux protecteur et ionisent l'air ambiant. Le laitier formé à partir de l'enrobage désoxyde et épure le métal fondu, tandis que la croûte de laitier évite le contact de la surface chaude de la soudure avec l'air et son oxydation.

Auparavant, l'enrobage était constitué par une fine couche de craie diluée au verre soluble, qui ne pouvait pas améliorer tant soit

*Tableau IV.1*

**Caractéristiques mécaniques du joint soudé et du métal d'apport**

| Type d'électrode suivant GOST 9467-60 | Joint soudé | | Métal de la soudure | | | Enrobage ou flux usité | Fil suivant GOST 2246-70 * | Applications principales |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | résistance à la traction $\sigma_{tr}$, kN/cm² | angle de pliage $\alpha$, deg | résistance à la traction $\sigma_{tr}$, kN/cm² | résilience, J/cm² | allongement (éprouvette courte), % | | | |
| | | | *Soudage manuel* | | | | | |
| Э42 | 42 | 120 | 42 | 80 | 18 | ОММ-5, ЦМ-7, МЭЗ-04, СМ-5, МР-3 | Св-08 | Acier 3 |
| Э42А | 42 | 180 | 42 | 140 | 22 | УОНИ-13/45, УП-1/45, УП-2/45, СМ-11, МР-3 | Св-08А | Acier 3, conditions sévères d'exploitation |
| Э50А | 50 | 150 | 50 | 130 | 20 | УОНИ-13/55, УП-1/55, УП-2/22, ДСК-50 | — | Aciers 4, 5 et à résistance accrue |
| Э55 | 55 | 140 | 55 | 120 | 20 | УОНИ-13/55, ЦЛ-5, К-2, К-5 | — | Aciers 10ХСНД et à haute résistance |
| | | | *Soudage automatique à l'arc submergé* | | | | | |
| — | 42 | 120 | 42 | 80 | 18 | АН-338А, ОСЦ-45 | Св-08ГА | Acier 3, acier à résistance accrue, acier à haute résistance |

peu la qualité de la soudure. Les électrodes modernes sont pourvues d'un enrobage épais de composition spéciale, qui contient divers éléments d'alliage dont l'influence sur les caractéristiques mécaniques du joint est bénéfique.

La soudabilité des aciers de construction est définie principalement par la teneur en carbone. Si celle-ci dépasse 0,22 %, on doit utiliser des électrodes à enrobage spécial. Pour les aciers de construction ordinaires à $C < 0{,}22$ %, on emploie les électrodes classiques à enrobage épais (tableau IV.1).

Etant donné que les enrobages excellents sont très nombreux, la classification des électrodes n'est pas basée sur la composition de

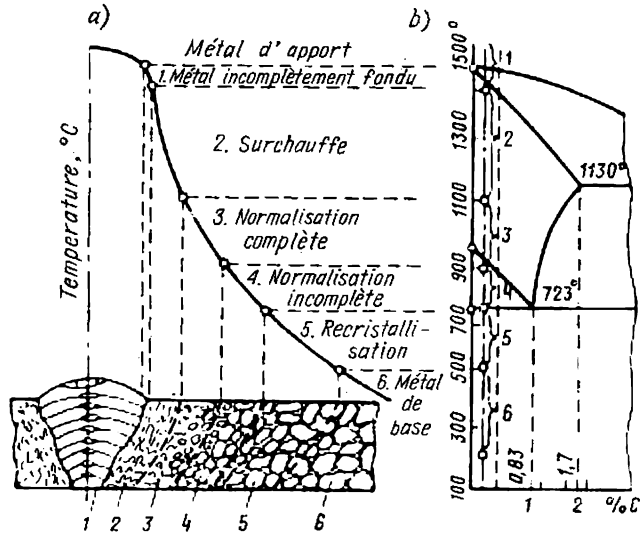



Fig. IV.2. Structure de la soudure:
a) zone affectée par la chaleur; b) diagramme d'équilibre fer-carbone (aspect général)

l'enrobage mais sur les caractéristiques mécaniques du métal d'apport et du joint soudé; les valeurs de ces caractéristiques constatées par essai mécanique ne doivent pas être inférieures aux valeurs qu'on trouve au tableau IV.1.

En construction, on utilise généralement les électrodes des types suivants:

— Э42: pour le soudage de l'acier 3;

— Э42A: pour les constructions exploitées dans des conditions sévères;

— Э50A, Э55: pour le soudage des aciers faiblement alliés; ces électrodes assurent les caractéristiques nécessaires des soudures.

Les électrodes Э34 ne conviennent pas au soudage des éléments sollicités, car le joint qu'elles produisent est trop fragile et insuffisamment tenace.

La résistance des joints soudés dépend beaucoup de la structure du cordon de soudure, ainsi que de l'absence d'inclusions non métalliques (particules de scories, soufflures de refroidissement). La microporosité interne fait naître des concentrations de contraintes tridimensionnelles qui augmentent la fragilité. Les fissures internes doivent être évitées dans toute la mesure du possible.

Les fissures peuvent se produire à chaud et à froid. Dans le premier cas, elles apparaissent quelquefois au cours du refroidissement de la soudure, entre 1000 et 1350 °C. Dans le second cas, elles sont

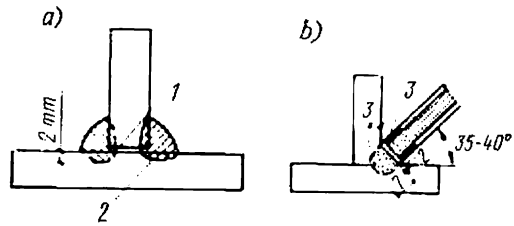



Fig. IV.3. Soudage des cordons d'angle:
*1* — jeu; *2* — racine de la soudure; *3* — gaine d'enrobage

dues principalement aux contraintes de traction qui apparaissent pendant le retrait de la soudure.

La structure d'une soudure et la répartition des températures au sein du joint soudé sont représentées sur la figure IV.2. On y remarque trois zones : le métal de base, la zone de transition et le métal d'apport.

On considère comme métal de base le volume adjacent à la soudure dans lequel le métal chauffé en dessous du point critique ($t$ = = 723° C) a gardé ses propriétés mécaniques.

La zone de transition, ou zone affectée par la chaleur, est située entre le métal de base et le métal d'apport. Dans cette zone, au cours du soudage, la température varie brusquement entre 1500 (point de fusion) et 723 °C. La structure y est assez hétérogène. Lorsque la température atteint 1000 ou 1100 °C, la taille des cristaux se met à augmenter, la structure devient grossière (à gros grain), et les caractéristiques mécaniques diminuent beaucoup. Cette zone constitue le point le plus faible du joint.

La qualité de la soudure est d'autant plus élevée que le métal fondu a pénétré plus profondément dans le métal de base. Dans le cas général, la pénétration varie entre 1,5 et 2 mm. On recherche surtout la pénétration suffisante à la racine des cordons d'angle des constructions soumises à des charges variables.

Un jeu laissé à la racine du cordon soudé à cause de la mauvaise préparation du bord de la tôle produit une concentration de contrainte et un réseau de fendillement; la propagation des fissures, encouragée par les charges variables, peut occasionner la rupture du joint (fig. IV.3, *a*).

La pénétration profonde est garantie soit par soudage automatique, soit par un procédé dit « à l'arc court », dont le principe est illustré à la figure IV.3, *b*.

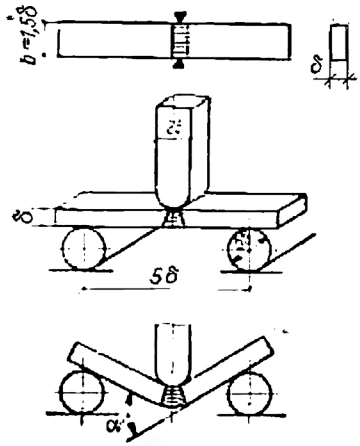



Fig. IV.4. Essai de pliage du métal d'apport

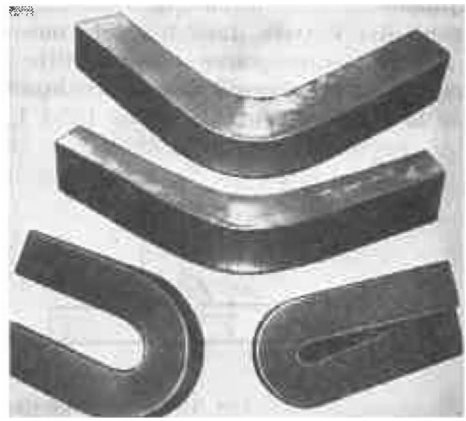


Fig. IV.5. Eprouvettes de pliage des joints soudés et en masse

Un essai de pliage, qui vient compléter l'essai de traction, renseigne sur la soudabilité et la résistance du joint soudé (fig. IV.4, IV.5). Il caractérise la ténacité du joint, laquelle est proportionnelle à l'angle de pliage. C'est un moyen simple et sûr d'essayer la résistance et la ténacité du joint en même temps.

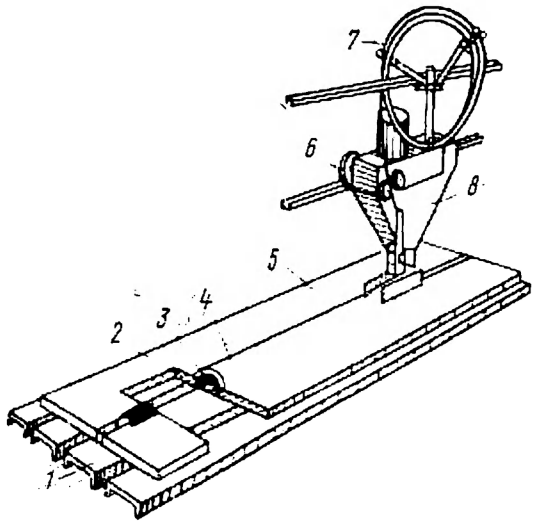



Fig. IV.6. Soudage automatique à l'arc submergé: *1* — banc de soudage; *2* — soudure; *3* — croûte de laitier; *4* — flux; *5* — métal de base; *6* — mécanisme d'avancement; *7* — fil électrode; *8* — tête de soudage

### 2. *Soudage automatique et semi-automatique*

Le principe du *soudage automatique à l'arc submergé* consiste à présenter automatiquement l'électrode au point de soudure par dévidage continu d'une bobine ou couronne de fil électrode (fig. IV.6). L'électrode est guidée par une tête de soudage automatique, qui se

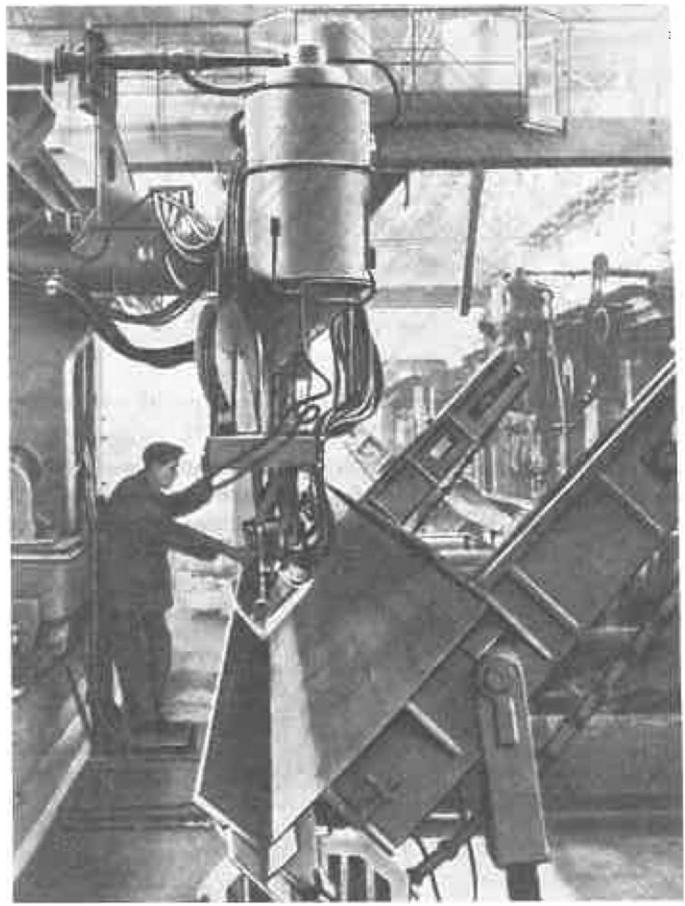


Fig. IV.7. Soudage automatique des angles de poutres

substitue à la main du soudeur. Au lieu de l'enrobage, on utilise une poudre (flux) de composition chimique déterminée, qui recouvre l'extrémité de l'électrode. L'arc est amorcé sous la couche de flux qui évite tout contact avec l'air : on obtient ainsi une soudure saine et compacte, à pénétration profonde, présentant d'excellentes caractéristiques mécaniques (voir tableau IV.1).

En raison de la très forte intensité du courant de soudage (600 à 3000 A), le rendement du procédé automatique est de trois à cinq fois plus grand, et parfois de quelques dizaines de fois supérieur à

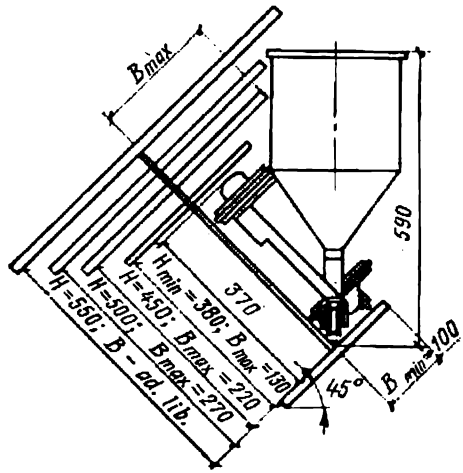



Fig. IV.8. Possibilités de soudage de l'âme et des semelles des poutres avec la machine automatique TC-17M

celui du procédé manuel. Les constructions dont on prévoit l'assemblage par soudage automatique doivent être étudiées de telle façon que les évolutions de la tête de soudage ne soient pas gênées par la

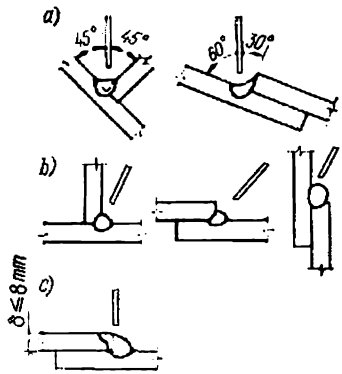



Fig. IV.9. Soudage automatique des joints d'angle à plat:

*a*) soudure en gorge; *b*) soudure avec électrode appuyée; *c*) soudure par étincelage

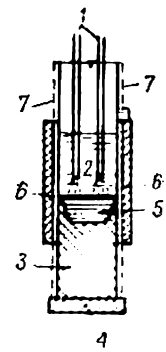



Fig. IV.10. Soudage sous laitier électroconducteur:

*1* — électrodes; *2* — flux; *3* — métal solidifié; *4* — support de bain; *5* — bain de fusion; *6* — coulisseaux; *7* — guides

suite. Le soudage automatique peut être réalisé sur une machine fixe ou à l'aide d'une machine automatique mobile (fig. IV.7, IV.8). Les soudures sont exécutées généralement à plat, à l'aide des mannequins tournants ou fixes (fig. IV.9).

Les éléments d'une épaisseur supérieure à 24 mm peuvent être assemblés par le procédé de *soudage sous laitier* électroconducteur (électroslag), qui permet de réunir des pièces de 200 à 300 mm d'épaisseur. Le courant électrique traverse une couche de laitier (flux) fondu (fig. IV.10) en dégageant une quantité de chaleur suffisante

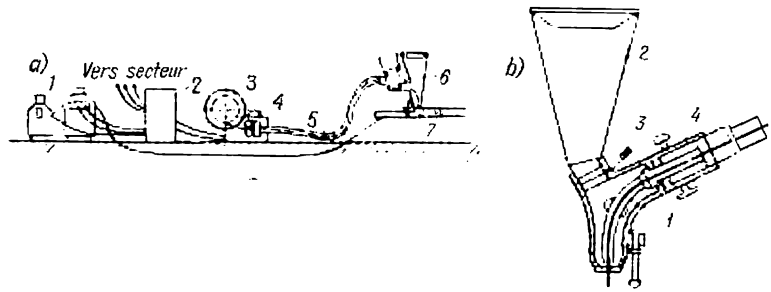



Fig. IV.11. Soudage semi-automatique :
*a*) poste de soudage semi-automatique : *1* — transformateur de soudage ; *2* — armoire électrique ; *3* — bobine de fil ; *4* — galets entraîneurs ; *5* — gaine flexible ; *6* — porte-électrode avec trémie à flux ; *7* — pièce à souder ; *b*) porte-électrode ДШ-5 : *1* — tubulure guide-fil ; *2* — trémie à flux ; *3* — vanne ; *4* — poignée avec boutons de commande

pour fondre le métal de base et le métal d'apport. Cette méthode convient aux soudures verticales.

Si la position du cordon se prête mal au soudage automatique, on a recours au *soudage semi-automatique à l'arc submergé*. Dans ce

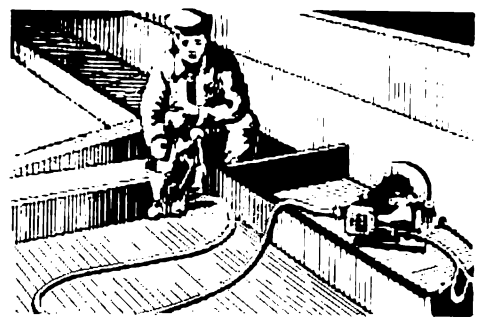


Fig. IV.12. Soudage semi-automatique des raidisseurs sur la poutre

procédé un fil électrode fin (⌀2 mm) est amené par un procédé mécanique sous une gaine flexible, tandis que l'opérateur déplace le porte-électrode manuellement suivant la ligne de soudure (fig. IV.11,*a*). Le flux est versé de la trémie du porte-électrode (fig. IV.11, *b*) équipé de boutons de commande. La figure IV.12 illustre un cas de soudage semi-automatique des raidisseurs sur une poutre soudée.

Un procédé d'avenir consiste à remplacer le fil électrode de la soudeuse semi-automatique par un tuyau de faible diamètre rempli de poudre spéciale qui remplace le flux (électrode fourrée). Ce procédé se révèle particulièrement intéressant sur chantier.

### *3. Soudage sous protection gazeuse*

Parmi les gaz utilisés pour la protection de l'arc électrique, les plus usités sont le gaz carbonique $CO_2$ et l'argon.

Le soudage sous $CO_2$ convient aux aciers à bas carbone. Le gaz projeté par une torche spéciale enveloppe l'électrode fusible laquelle peut être dévidée automatiquement.

Ce procédé, très performant et peu onéreux, procure une bonne pénétration, ainsi que des soudures particulièrement compactes grâce au refroidissement lent du métal à cause de la température élevée du gaz protecteur chauffé par l'arc. L'absence de flux, qui facilite l'automatisation, rend ce procédé très intéressant.

Le soudage sous argon, dit soudage argonarc, est utilisé le plus souvent pour assembler des structures en aluminium, ainsi que des tôles minces en acier inoxydable, hautement allié et réfractaire. L'arc jaillit entre la pièce et l'électrode non fusible en tungstène placée dans une torche spéciale qui crée une enveloppe d'argon autour de l'arc. Le métal d'apport, sous forme d'un fil, est introduit directement dans le bain de fusion.

L'aluminium peut aussi être soudé avec les électrodes fusibles.

### *4. Autres procédés de soudage*

**Soudage électrique par points.** Ce procédé est peu utilisé en construction, car il n'assure pas toujours la bonne résistance des pièces épaisses.

**Soudage au chalumeau.** La haute température procurée par la combustion de l'acétylène dans l'oxygène (3200 °C) fond et réunit le métal de base et le métal d'apport qu'on introduit sous forme d'un fil dans la flamme du chalumeau. Peu performant, le soudage au chalumeau n'a que des applications rares, surtout pour les travaux de réparation des constructions.

### *5. Soudage des constructions en aluminium*

Le facteur principal qui, pendant de longues années, a empêché le soudage de l'aluminium est la réaction intense de l'aluminium avec l'oxygène ; la couche d'oxyde formée recouvrait chaque goutte de métal et s'opposait à la liaison métallurgique. Dans une atmosphère de gaz inerte (argon), on arrive à éviter la formation de l'oxyde. Le soudage est fait avec une électrode réfractaire en tungstène et un fil d'apport d'aluminium ; cette méthode convient pour des tôles de 1 à 6 ou 8 mm d'épaisseur. Les épaisseurs de 6 à 40 mm sont

avantageusement assemblées avec une électrode fusible ou par le procédé automatique avec un fil d'apport d'aluminium de 1,5 à 3 mm de diamètre. On emploie aussi les électrodes manuelles à enrobage spécial susceptible de lier chimiquement l'oxygène de l'oxyde ou de le dissoudre dans des sels fondus.

Une condition nécessaire garantissant la bonne soudabilité des constructions en aluminium est la parfaite pureté chimique des pièces à souder et du fil, ainsi qu'une préparation soigneuse des surfaces à réunir: dégraissage, décapage, nettoyage. Les paramètres du régime de soudage doivent être rigoureusement respectés, sous peine d'altérer très sensiblement la qualité de la soudure.

## § 18. RÉSISTANCE DE CALCUL DES JOINTS SOUDÉS

Les résistances de calcul des joints soudés (pour les cas ne nécessitant pas la prise en compte des coefficients des conditions de travail) sont résumées aux tableaux IV.2, IV.3, IV.4 et IV.5.

Les résistances à la compression et au cisaillement des soudures bout à bout sur les aciers 3 et 4 exécutées avec les électrodes Э42 et Э42A

*Tableau IV.2*

**Résistances de calcul $R^s$ (en kN/cm²) des joints et cordons soudés sur l'acier (suivant les Règles SNiP II-B.3-72)**

| Etat de contrainte | Symbole | Classe d'acier | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | C38/23 | C44/29 | C46/33 | C52/40 | C60/45 | C70/60 | C85/75 |
| *Joints bout à bout* | | | | | | | | |
| Compression | $R^s_c$ | 21 | 26 | 29 | 34 | 38 | 44 | 53 |
| Traction (soudage automatique, contrôle par méthodes physiques) | $R^s_{tr}$ | 21 (26) | 26 (30) | 29 (31) | 34 | 38 | 44 | 53 |
| Traction (contrôle par méthodes classiques) | $R^s_{tr}$ | 18 | 22 | 25 | — | — | — | — |
| Cisaillement | $R^s_{cis}$ | 13 | 15 | 17 | 20 | 23 | 26 | 31 |
| *Cordons d'angle* | | | | | | | | |
| Cisaillement | $R^s_{an}$ | 15 | 18 | 20 | 22 | 24 | 28 | 34 |

*Nota.* 1. Les valeurs entre parenthèses sont établies pour les cas où l'exploitation de la construction est possible au-delà de la limite d'élasticité du métal.

2. Les valeurs citées pour des aciers à haute résistance concernent les aciers non adoucissables au soudage.

3. Les méthodes physiques de contrôle des soudures : rayons X et gamma, ultrasons, magnétoscopie, viennent compléter le contrôle visuel.

*Tableau IV.1*

**Résistances de calcul $R$ de la zone affectée par la chaleur des soudures sur l'aluminium exécutées par le procédé argonarc**

| Type de joint | Etat de contrainte | Symbole | Résistance de calcul, kN/cm² | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Alliages sans traitement thermique | | | | Alliages thermiquement traités | | |
| | | | АД1М | АМцМ | АМг2М | АМг2П | АД31Т | АД31Т1 | 1915Т |
| | | | fil électrode (fil d'apport) utilisé | | | | | | |
| | | | СвА1 | СвАМг3 | | | СвАМг3 | 1557 | 1557 |
| Bout à bout : recouvrement à cordons frontaux | Traction, compression, flexion | $R$ | 2,5 | 4 | 6,5 | 6,5 | 5,5 | 8 | 17/18 |
| | Cisaillement | $R_{cis}$ | 1,5 | 2,5 | 4 | 4 | 3,5 | 5 | 10,5 |
| Recouvrement à cordons latéraux | Traction, compression, flexion | $R$ | 2,5 | 4 | 6,5 | 6,5 | 5 | 8*/10,5* | 14,5*/17* |

* Pour les joints à recouvrement des profilés.

*Nota.* 1. Pour l'aluminium 1915Т, la résistance de calcul $R$ concerne les profilés de 5 à 12 mm d'épaisseur. Pour les profilés d'épaisseur $\delta = 4$ mm on a $R = 18$ kN/cm² (en cas de soudage avec électrode en tungstène).

2. Il n'est pas tenu compte de l'adoucissement du métal dans la zone affectée par la chaleur dû à l'influence des cordons longitudinaux (soudures longitudinales des revêtements, des tôles de couverture, etc.).

3. Au numérateur : pour le soudage avec électrode en tungstène, au dénominateur : avec électrode fusible.

et sur les aciers faiblement alliés exécutées avec les électrodes Э50А et Э55 sont assimilées à la résistance de calcul du métal de base. Quant à leur résistance à la traction, sa valeur dépend du procédé de soudage, ainsi que des exigences auxquelles doivent satisfaire la qualité des électrodes et de la soudure et son contrôle. La résistance à la traction est la même que celle du métal de base lorsque la soudure bout à bout est exécutée par soudage automatique ou semi-automatique et contrôlée par des moyens perfectionnés (rayons X et gamma, magnétoscopie, ultrasons, etc.). De tels joints, qui demandent une attention toute particulière, sont réservés aux points les plus sollicités de la construction. Dans les autres cas, lorsque la qualité des soudures bout à bout exécutées par les procédés manuels ou semi-automatiques est contrôlée par des moyens plus classiques (examen extérieur, mesurages des cordons, perçage de prélèvement, essai par mise en pression hydraulique, essai de ressuage, etc.), les valeurs de calcul de la résistance à la traction sont diminuées par rapport à celles du métal de base (tableau IV.2).

*Tableau IV.4*

**Résistances de calcul $R^s$ des soudures argonarc sur l'aluminium sans traitement thermique**

| Type de joint | Etat de contrainte | Symbole | Résistance de calcul, kN/cm² | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | АД1М | АМцМ | АМг2М, АМг2П |
| | | | fil électrode (fil d'apport) utilisé | | |
| | | | СвА1 | СвАМг3 | СвАМг3 |
| Bout à bout | Compression, traction, flexion | $R^s_c$<br>$R^s_{tr}$<br>$R^s_f$ | 2,5 | 4 | 6,5 |
| Joint d'angle (cordons latéraux et frontaux) | Cisaillement | $R^s_{cis}$ | 1,5 | 2,5 | 4 |
| | | $R^s_{an}$ | 2 | 3 | 4,5 |

*Tableau IV.5*

**Résistances de calcul $R^s$ des soudures argonarc sur l'aluminium thermiquement traité**

| Type de joint | Etat de contrainte | Symbole | Résistance de calcul, kN/cm² | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | АД31Т | АД31Т1 | 1915Т | |
| | | | | | épaisseur de métal, mm | |
| | | | | | 4 | 5 à 12 |
| | | | fil électrode (fil d'apport) utilisé | | | |
| | | | СвАМг3 ; 1557 | | 1557 | |
| Bout à bout | Compression, traction, flexion :<br>a) soudage avec électrode fusible (automatique, semi-automatique)<br>b) soudage avec électrode en tungstène (manuel, mécanisé) | $R^s_c$,<br>$R^s_{tr}$,<br>$R^s_f$ | 5,5 | 8 | — | 18 |
| | | | 5,5 | 8 | 18 | 17 |
| Joint d'angle (avec cordons latéraux et frontaux) | Cisaillement | $R^s_{cis}$ | 3,5 | 5 | 11 | 10,5 |
| | | $R^s_{an}$ | 4,5 | 4,5 | 11 | 11 |

*Nota.* Les valeurs indiquées pour l'aluminium 1915Т concernent les profilés emboutis.

## § 19. TYPES DE JOINTS SOUDÉS. CALCUL DES JOINTS SOUMIS AUX EFFORTS AXIAUX

### *1. Classification des joints*

D'après leur construction, on distingue les joints soudés bout à bout, à recouvrement, mixtes, en T et d'angle.

Tous ces joints sont illustrés au tableau IV.6.

Les cordons de soudure exécutés pour la réalisation de ces joints sont classés :

a) d'après leur position spatiale : cordons à plat, verticaux, en corniche, au plafond (fig. IV.13) ;

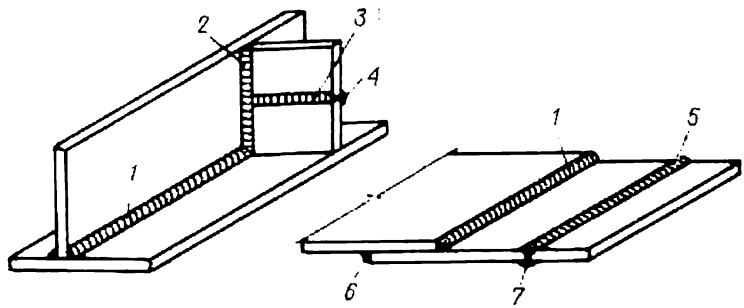



Fig. IV.13. Classification des soudures d'après leur position d'exécution :
*1* — soudure d'angle à plat ; *2* — soudure d'angle verticale ; *3* — soudure bout à bout en corniche ; *4* — reprise à l'envers en corniche ; *5* — soudure bout à bout à plat ; *6* — soudure d'angle au plafond ; *7* — reprise à l'envers au plafond

b) d'après la construction du joint : cordons bout à bout et cordons d'angle. Ces derniers sont latéraux ou frontaux, suivant la direction de l'effort ;

c) d'après la préparation des bords : cordons en V, en X, en K, en U (tableau IV.7) ;

d) d'après leur continuité : cordons continus et discontinus ;

e) d'après le nombre de couches : cordons à une seule couche et cordons à couches multiples ;

f) d'après leur rôle : cordons de force (qui transmettent des efforts) et cordons d'assemblage ou de liaison.

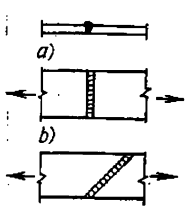
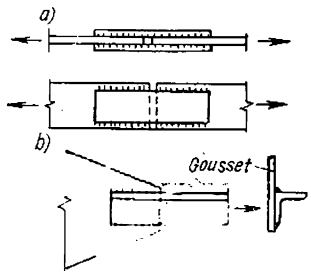
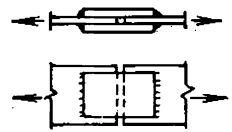
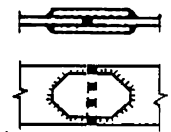
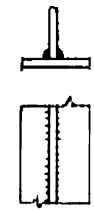
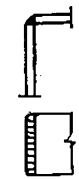
Les désignations conventionnelles des types et des dimensions des cordons utilisées sur les dessins sont énumérées au tableau IV.8.

En général, on indique en légende (au coin droit en bas du dessin, à côté de la dénomination du dessin) la dimension du cordon la plus employée pour la pièce donnée, ainsi que le type d'électrodes. Seules sont marquées à côté du joint les dimensions du cordon qui diffèrent de celles données en légende.

Les renseignements concernant la préparation des bords ne sont indiqués que dans les cas où la préparation ne correspond pas à un cas standard (voir tableau IV.7).

*Tableau IV.6*

## Types de joints soudés

| Bout à bout | Recouvrement | | Mixte (cordons latéraux, frontaux, bout à bout) | En T | D'angle |
|---|---|---|---|---|---|
| | à cordons latéraux | à cordons frontaux | | | |
|  |  |  |  |  |  |

### Géométrie du cordon

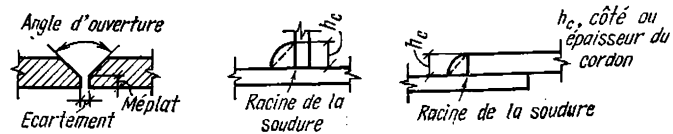
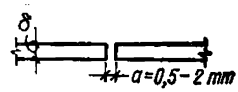
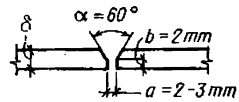
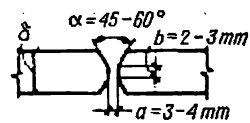
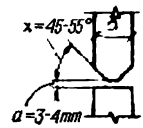
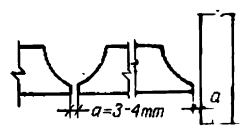
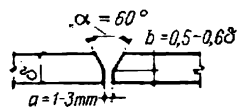


*Tableau IV.1*

**Préparation des bords**

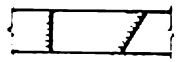
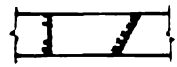
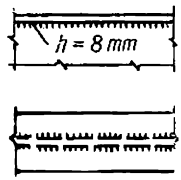
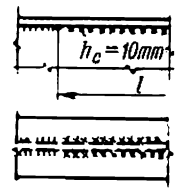
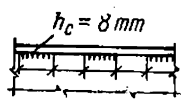
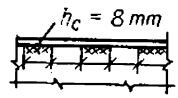
| Préparation | Croquis | Epaisseurs à souder (en mm) |
|---|---|---|
| Bords droits |   | ⩽8 à 10 |
| En V |   | 10 à 20 |
| En X |   | > 20 |
| En K |   | Idem |
| En U |   | » |
| En V pour soudage automatique [1] |   | > 16 |

*Désignations* : *a*, écartement ; *b*, méplat ; α, angle d'ouverture.

[1] Si l'épaisseur est égale ou inférieure à 16 mm, on laisse les bords droits ; l'écartement est 1 mm.

*Tableau IV.8*

**Désignations conventionnelles des soudures**

| Joint | Exécution | |
|---|---|---|
| | en atelier | sur chantier |
| Bout à bout |  |  |
| Cordon d'angle continu ($h_c$, côté du cordon, mm) |   |   |
| Cordon d'angle discontinu |   |   |

*2. Soudure bout à bout*

La soudure bout à bout est la plus rationnelle pour l'assemblage de deux tôles. Elle s'emploie aussi pour le soudage des poutrelles, des fers en U et des cornières. Le tracé du joint doit être choisi de manière à assurer une bonne pénétration et à ne pas gêner les déformations (retrait) lors du refroidissement des cordons. A cet effet, quand l'épaisseur des tôles dépasse 10 mm, on pratique un chanfrein sur un bord ou sur les deux bords, afin de pouvoir introduire l'électrode plus profondément (pour une meilleure pénétration), et l'on ménage un écartement uniforme entre les bords (voir tableau IV.7).

Après le soudage, le joint subit un retrait transversal assez important, qui conduit au gondolement et aux fortes déformations. Si les tôles ont été bridées avant le soudage, le joint, en refroidissant, présente des contraintes de traction qui provoquent des fissures et la ruine.

En soudure automatique, caractérisée par une intensité de courant élevée, on laisse parfois les bords droits, afin de diminuer le volume de métal déposé. Si l'épaisseur des pièces d'acier est inférieure à 16 mm, le soudage automatique est pratiqué d'un seul côté, en une passe unique, sans préparation des bords mais en laissant un

écartement. Avec une épaisseur dépassant 16 mm, on chanfreine les bords à 60° environ. Les tôles sont soudées avec un support à l'envers en cuivre (support non subsistant) ou en acier (support subsistant), sur une couche de flux, ou bien avec une reprise à l'envers préalable.

Le soudage automatique bilatéral ($\delta > 24$ mm) est opéré sur bords chanfreinés en X, la largeur du méplat étant d'environ 1/3 de l'épaisseur.

Les tôles d'aluminium d'une épaisseur de 10 mm au maximum peuvent être soudées sans préparation des bords ; à partir de 12 mm, la préparation est obligatoire. L'écartement entre les bords est de 1 mm pour une épaisseur inférieure à 10 mm, et de 2 mm pour des épaisseurs allant jusqu'à 30 mm.

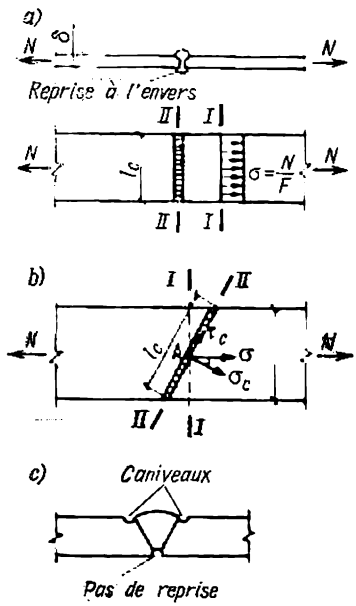



Fig. IV.14 Soudures bout à bout :
a) cordon frontal ; b) cordon frontal (incorrect) ; c) cordon oblique

La résistance d'une soudure bout à bout sollicitée axialement est calculée en supposant que les contraintes sont uniformément réparties suivant la section du cordon (fig. IV.14, *a*). S'il y a des défauts quelconques à l'intérieur de la soudure (fig. IV.14, *c*), le flux de lignes de force traversant la tôle devient irrégulier ; il fait naître un moment fléchissant additionnel, ainsi qu'une concentration de contrainte dangereuse. Pour y remédier, on burine très soigneusement toute trace de scorie (les bavures) à la racine de la soudure, puis on effectue une reprise à l'envers.

Lorsque la ligne de soudure est perpendiculaire à l'axe de l'élément (aboutement simple), on considère la section du cordon suivant *II-II* (fig. IV.14, *a*) amputée des surépaisseurs au recto et à l'envers :

$$F_c = l_c \delta,$$

où $\delta$ est l'épaisseur minimale des pièces à réunir ; $l_c$, la longueur théorique du cordon, égale à la longueur réelle diminuée de 10 mm pour tenir compte des cratères et des collages éventuels aux extrémités du cordon. Si la soudure est exécutée avec un support à l'envers, on ne diminue pas la longueur réelle.

La vérification de la contrainte dans la soudure est faite à l'aide de la formule

$$\sigma_c = \frac{N}{F_c} = \frac{N}{l_c \delta} \leqslant R^s, \qquad \text{(IV.1)}$$

dans laquelle $R^s$ est la résistance de calcul à la traction ou à la compression de la soudure ; sa valeur est lue dans le tableau IV.2.

La soudure frontale bout à bout, exécutée par le procédé manuel ou semi-automatique et contrôlée par des méthodes classiques, a une résistance de calcul à la traction moins grande que le métal de base ; on ne peut donc profiter complètement des contraintes manifestées dans le métal de base suivant la section *I-I* (fig. IV.14, *a*).

On voit sur la figure IV.14, *b* le tracé d'un joint oblique de résistance égale à celle du métal de base. L'angle $\alpha$ entre la direction d'effort principal et la ligne de soudure ne doit jamais dépasser 65° (la soudure est faite généralement avec une réserve de 1 :2) ; le calcul à la résistance devient alors inutile.

### *3. Soudure à recouvrement*

La soudure à recouvrement est exécutée avec ou sans couvre-joints, par des cordons d'angle. Ces cordons peuvent être latéraux, c'est-à-dire orientés parallèlement à la direction de l'effort principal, ou frontaux, c'est-à-dire perpendiculaires à la direction de l'effort.

**Recouvrement à cordons latéraux.** (fig.IV. 15). L'effort est transmis d'un élément à l'autre d'une manière fort irrégulière, tant dans le sens de la longueur de la soudure que dans la section du cordon. On remarque la concentration des lignes de force près des soudures sur la figure IV.15, *a*. La figure IV.15, *b* montre la répartition des contraintes suivant la longueur du cordon. Après que les contraintes aux extrémités de la soudure ont atteint la limite d'élasticité, la distribution des contraintes en longueur devient plus uniforme, l'épure des contraintes devient plus régulière, et la rupture s'opère par cisaillement suivant une surface définie par la courbe *AB* (fig. IV.15, *c*). Cette courbe n'est incurvée que sur ses tronçons initial et final (aux points des plus fortes contraintes), tandis que son tronçon médian correspondant à la partie centrale de la soudure est rectiligne. Un tel modèle de rupture permet de supposer, en faisant les calculs, que les contraintes de cisaillement sont uniformément réparties sur une section de cordon d'aire minimale passant par la moins grande hauteur du triangle fictif de la soudure (sans tenir compte de sa déformation, voir fig. IV.15, *d*). Lorsque les côtés de l'angle droit sont égaux, cette hauteur est 0,7 $h_c$, où $h_c$ est l'épaisseur du cordon de soudure (fig. IV.15, *e*).

Etant donné que, dans le cas de la soudure automatique et semi-automatique, la pénétration à la racine de la soudure est plus profonde qu'en soudure manuelle et que, d'autre part, le cisaillement est reporté non seulement par le joint soudé mais aussi par une partie de métal de base, on prend dans le cas général la hauteur du triangle fictif de la soudure égale à $\beta h_c$. L'aire de la surface de cisaillement des soudures latérales sera donc

$$F_c = \beta h_c \Sigma l_c. \qquad \text{(IV.2)}$$

Dans cette formule $h_c$ est l'épaisseur du cordon d'angle (longueur du côté de l'angle droit d'un triangle rectangle isocèle); $\Sigma l_c$, la somme des longueurs théoriques des cordons d'angle; $\beta$, un coefficient qui varie en fonction du procédé de soudage. On a :

$\beta = 1$ pour le soudage automatique à une passe;

$\beta = 0{,}9$ pour le soudage automatique à deux ou trois passes;

$\beta = 0{,}85$ pour le soudage semi-automatique à une passe;

$\beta = 0{,}8$ pour le soudage semi-automatique à deux ou trois passes;

$\beta = 0{,}7$ pour le soudage manuel, ainsi que pour le soudage automatique et semi-automatique à passes multiples.

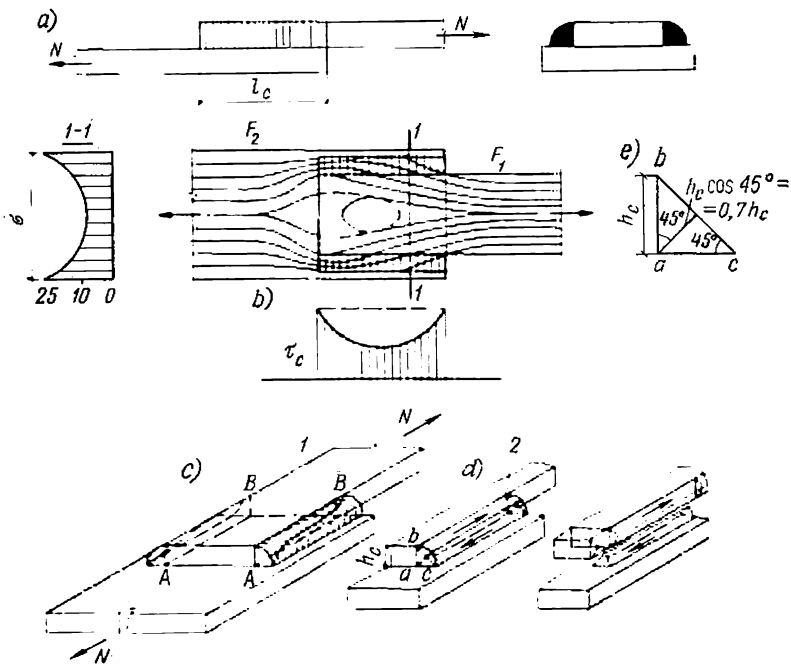



Fig. IV.15. Soudures à cordons latéraux :
*1* — surface réelle de cisaillement; *2* — plan fictif (théorique) de cisaillement $F_c$

En raison d'une pénétration insuffisante à l'origine de la soudure et du cratère en fin de celle-ci, ainsi que de l'influence des inclusions éventuelles, les règles établissent la longueur théorique minimale d'un cordon d'angle égale à 40 mm, ou à $4\,h_c$.

Si les cordons latéraux sont trop longs, les contraintes en $A$ et $B$ risquent d'atteindre la charge de rupture (fig. IV.15, *c*) avant que les contraintes se régularisent suivant toute la longueur de la soudure : aussi les normes limitent-elles la longueur théorique d'un cordon latéral à $60\,h_c$, à l'exception des cas où l'effort est appliqué sur toute la longueur de la soudure; c'est ainsi qu'on ne limite pas la longueur des joints des semelles sur une poutre.

La résistance du cordon d'angle dépend aussi de son épaisseur. La résistance à la traction diminue légèrement avec l'augmentation de l'épaisseur du cordon. Celle-ci est limitée par les normes à 1,2 δ au maximum (δ étant l'épaisseur de la plus mince des pièces à assembler). Il est déconseillé de faire des cordons plus épais que 20 à 25 mm. L'épaisseur minimale est 4 mm. On trouvera au tableau IV.7 les épaisseurs minimales recommandées des cordons d'angle en fonction de l'épaisseur des tôles à souder.

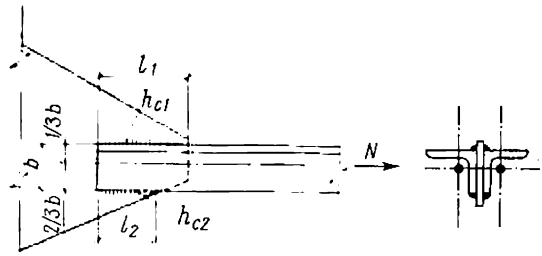



Fig. IV.16. Soudure à recouvrement dissymétrique

En supposant que les contraintes tangentielles (de cisaillement) $\tau_c$ sont réparties uniformément, on calcule les soudures à recouvrement à cordons latéraux exposées à un effort axial à l'aide de la formule

$$\tau_c = \frac{N}{F_c} = \frac{N}{\beta h_c \Sigma l_c} \leqslant R^s_{an}, \qquad \text{(IV.3)}$$

où $N$ est l'effort longitudinal (axial) de calcul, kN ; $R^s_{an}$ est la résistance de calcul au cisaillement d'un cordon d'angle, kN/cm², qu'on trouve au tableau IV.2.

En général, l'épaisseur du cordon $h_c$ est égale ou légèrement inférieure à l'épaisseur des pièces à assembler ; la longueur totale des cordons de soudure est cherchée par la formule

$$\Sigma l_c \geqslant \frac{N}{\beta h_c R^s_{an}}. \qquad \text{(IV.4)}$$

La longueur constructive d'un cordon doit être de 10 à 20 mm supérieure à sa longueur théorique.

Si les sections à réunir sont dissymétriques, par exemple dans le cas de soudage de deux cornières sur une tôle (fig. IV.16), on doit tenir compte de la répartition non uniforme de l'effort entre les soudures qui transmettent l'effort des cornières à la tôle. La force d'extension des cornières $N$ peut être assimilée à la résultante d'un flux de contraintes normales, ayant comme point d'application le centre de gravité des sections des cornières. Il est évident que l'effort $N$ est réparti en raison inverse des distances séparant les soudures de la ligne des centres de gravité de la cornière, cette ligne

étant généralement éloignée du talon d'environ 1/3 de la largeur d'aile. On considère donc que l'effort au talon est $N_1 = 2/3\ N$; l'effort au bord d'aile est $N_2 = 1/3\ N$. On peut alors déduire de (IV.4) la formule définissant la longueur théorique $\Sigma l_1$ d'attache des cornières du côté du talon :

$$\Sigma l_1 \geqslant \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{\beta h_{c1} R^s_{an}}, \qquad \text{(IV.5)}$$

où $h_{c1}$ est l'épaisseur du cordon de soudure au talon de la cornière

Puisque l'effort en rive de l'aile est beaucoup moins grand, le cordon y sera moins épais, d'autant plus que le congé au bord de l'aile ne permet pas d'exécuter la soudure dont l'épaisseur est égale à celle de la cornière. Par raison d'uniformité, il y a intérêt à ce que toutes les soudures exécutées sur l'ensemble soudé donné aient même épaisseur du cordon. Il n'est d'aucune utilité de couper l'aile de la cornière pour diminuer la longueur $l_2$ de la soudure; les cornières ne sont coupées que perpendiculairement à l'axe, à de très rares exceptions près.

En soudant les ailes d'une poutrelle ou d'un profilé en U sur une tôle, on tiendra également compte du congé de l'aile. Les valeurs maximales admissibles des cordons de soudure sont résumées au tableau IV.9.

*Tableau IV.9*

**Epaisseur maximale du cordon de soudure d'aile d'un profilé**

| Epaisseur des ailes de la cornière, mm | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 |
|---|---|---|---|---|---|
| n° du profilé en U (de la poutrelle) | ⩽ 14 | 16 à 27 | 30 à 33 | 36 à 45 | 50 à 60 |
| Epaisseur de calcul admissible du cordon de soudure, mm | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 |

EXEMPLE IV.1. Soit à calculer la longueur des soudures réunissant deux cornières 75 × 8 sur un gousset d'épaisseur $\delta = 10$ mm (fig. IV.17). L'effort de

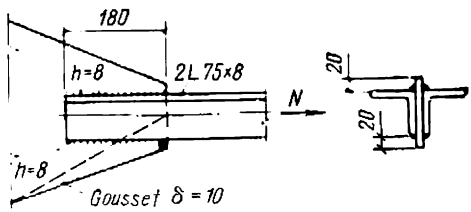



Fig. IV.17. Pour l'exemple IV.1.

traction de calcul dans les cornières est $N = 425$ kN. L'acier est de nuance ВСт3; le soudage est fait par le procédé manuel, avec des électrodes du type Э42.

**Solution.** On cherche la longueur théorique $l_1$ à l'aide de la formule (IV.5) en prenant l'épaisseur $h_c = 0{,}8$ cm. Puisque les cornières sont au nombre de

deux et qu'il y a deux soudures de longueurs $l_1$ aux talons, on a

$$l_1 = \frac{\Sigma l_1}{2} = \frac{2N}{2 \cdot 3 \cdot 0{,}7 h_{c1} R^s_{an}} = \frac{2 \cdot 425}{2 \cdot 3 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 15} \approx 17 \text{ cm}.$$

On prend donc $l_1 = 170 + 10 = 180$ mm.

Le projeteur peut, si cela est nécessaire, diminuer les dimensions du gousset (en pointillé sur la figure IV.17), tenant compte du fait que les soudures aux bords des ailes seront probablement moins longues.

Malgré les inconvénients des cordons latéraux (répartition irrégulière des contraintes), on les pratique très fréquemment, car ils ont une plasticité plus grande que les autres cordons: en effet, le module d'élasticité en cisaillement $G = 8400$ kN/cm² est moins grand qu'en traction $E = 21\,000$ kN/cm².

**Recouvrement à cordons frontaux** (fig. IV.18). En mettant des couvre-joints symétriques (fig. IV.18, *a*), les cordons frontaux sont

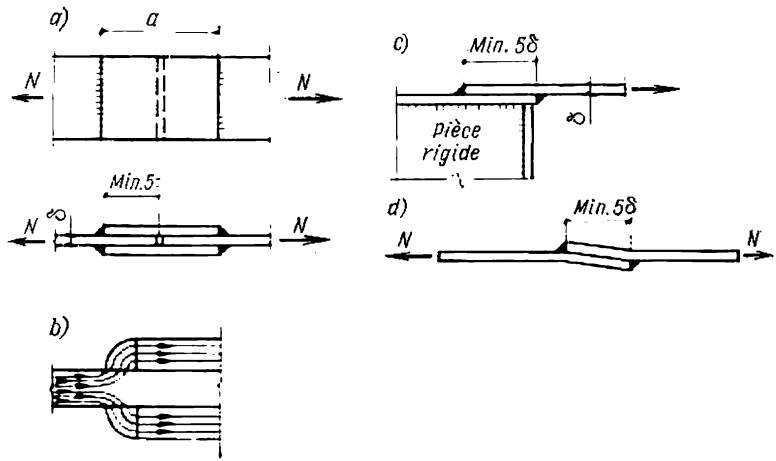



Fig. IV.18. Soudures à cordons frontaux

suffisamment résistants. Or, une concentration de contrainte très élevée à la racine de la soudure (fig. IV.18, *b*), due à une brusque variation de la direction du flux de lignes de force, provoque la rupture après de faibles allongements ($\varepsilon = 4$ à 6 %); la rupture s'opère donc par le mode fragile, avec une décohésion (de traction) dans le plan de jonction soudure — bord de tôle.

Un tel joint sera douteux, à cause d'un état de contrainte triaxial et de la répartition très irrégulière des contraintes; on considère donc que la résistance de calcul de la soudure est égale à la résistance de calcul au cisaillement d'un cordon d'angle, quelles que soient les conditions de travail de la soudure (compression, traction, cisaillement).

Les cordons frontaux sont calculés donc au cisaillement relatif au plan de la section d'aire minimale laquelle est assimilée à la

surface fictive passant par la moins grande hauteur $\beta h_c$ d'un triangle fictif de la section du cordon. La formule de calcul reste la même que pour le cordon latéral :

$$\tau_c = \frac{N}{F_c} = \frac{N}{\beta h_c \Sigma l_c} \leqslant R^s_{an}.$$

La longueur $a$ du couvre-joint (fig. IV.18, *a*) est $\geqslant 10\,\delta$, sans jamais être inférieure à 80 mm.

Un couvre-joint simple est à déconseiller, car l'excentricité du joint fait naître un moment parasite.

La soudure à recouvrement avec des cordons frontaux est possible dans le cas où l'une des pièces a une rigidité suffisante (fig. IV. 18, *c*), ou, au contraire, lorsque les pièces à souder se présentent sous la forme de tôles minces et flexibles (fig. IV. 18, *d*). L'influence du moment fléchissant additionnel est neutralisée en laissant une largeur de recouvrement au moins égale à cinq fois l'épaisseur des tôles.

### *4. Soudure mixte*

La soudure est dite mixte quand elle comprend des cordons soudés différents : latéraux, frontaux, bout à bout. C'est le cas du soudage suivant un contour quelconque (fig. IV.19, *a*, *b*).

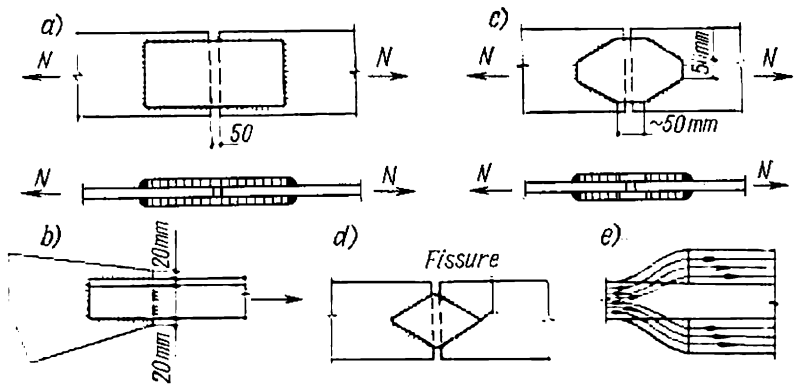



Fig. IV.19. Soudures mixtes

Le travail effectif d'une soudure mixte, qui varie en fonction de la répartition des efforts entre cordons latéraux et cordons frontaux, se présente comme suit. Au début de la mise en charge, le gros des efforts est encaissé par les cordons frontaux, qui sont plus rigides. Après qu'une certaine déformation ait eu lieu, les cordons latéraux, moins rigides, commencent à encaisser les efforts. La rupture se produit dans le domaine plastique, les contraintes de tous les cordons devenant sensiblement uniformes [40].

On cherche généralement à éviter les soudures de ce type à cause de la surcharge des cordons frontaux, ce qui est surtout désagréable en cas de charges alternées.

On arrive à régulariser quelque peu la transmission de l'effort en prévoyant des couvre-joints en losange à angles coupés sous 35-45° (fig. IV.19, *c*). Afin d'éviter une concentration de contrainte excessive près du jeu entre les tôles, on arrête la soudure à une distance de 25 mm de chaque côté du joint. Les angles du losange sont coupés afin d'éviter les fissures aux angles (fig. IV.19, *d*). Afin d'assurer un passage plus doux des lignes de force, on recommande d'allonger le côté du cordon de soudure sur les couvre-joints (fig. IV.19, *e*).

En calculant une soudure mixte, on suppose que les efforts sont uniformément répartis entre tous les cordons ; la formule reste donc la même que dans les cas précédents ((IV.3), (IV.4) ). La répartition des contraintes dans la section pleine et dans les couvre-joints est illustrée sur la figure IV.20.

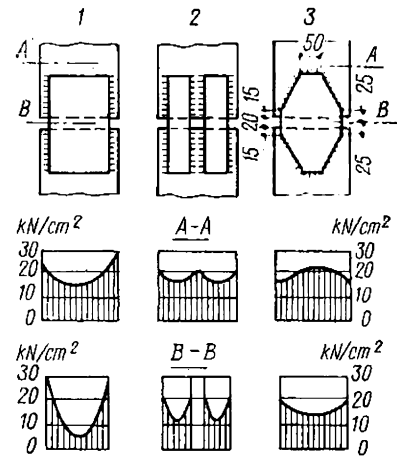



Fig. IV.20. Répartition des contraintes dans les soudures bout à bout avec couvre-joints

Un troisième type de soudure mixte, dont l'emploi est réservé aux cas exceptionnels, s'applique aux pièces travaillant à la traction. C'est une soudure bout à bout avec des couvre-joints en forme de losange. Les nombreux cordons font naître des contraintes de retrait, qui, en s'ajoutant aux efforts extérieurs, risquent de provoquer des fissures. Ce type de soudure est peu économique à cause de la préparation des bords et de l'ébavurage des cordons après le soudage bout à bout. Il est calculé par la formule

$$\sigma = \frac{N}{F_c + \Sigma F_{cj}} \leqslant R^s_{tr}, \qquad \text{(IV.6)}$$

dans laquelle $F_c$ est l'aire de la section du cordon bout à bout ; $F_{cj}$, la surface du couvre-joint ; $R^s_{tr}$, la résistance de calcul à la traction du cordon de soudure.

En comparant les différents procédés d'assemblage des tôles par soudure, on comprend que, dans le cas d'une sollicitation axiale, c'est le joint bout à bout droit qui est à préférer (ou, en cas de l'effort de traction, un joint oblique équivalent).

En soudant des profilés rigides sur des tôles, on préfère des cordons latéraux, car ils sont plus plastiques.

Exemple IV.2. Soit à dimensionner un joint de deux tôles en acier BCт3 de 250 × 12 mm pour un effort de calcul en traction $N = 620$ kN. On met deux couvre-joints en losange (fig. IV.21). Soudage manuel.

**Solution.** On cherche la section à donner aux couvre-joints. La somme des sections des deux couvre-joints $2F_{cj}$ doit être évidemment égale ou légèrement supérieure à la section de la tôle $F_t$, sinon l'effort $N$ ne sera pas transmis d'une tôle à l'autre; on a donc $2F_{cj} \geqslant F_t$. Par raisons constructives, on choisit la section 200 × 8 mm; alors

$$2F_{cj} = 2 \cdot 20 \cdot 0{,}8 = 32 \text{ cm}^2; \; F_t = 25 \cdot 1{,}2 = 30 \text{ cm}^2;$$

$$2F_{cj} > F_t.$$

Le soudage sera fait avec les électrodes Э42. Alors le cordon d'angle aura une résistance de calcul au cisaillement $R^s_{an} = 15$ kN/cm² (voir tableau IV.2). Pour les couvre-joints de 8 mm d'épaisseur, on prend $h_c = 8$ mm.

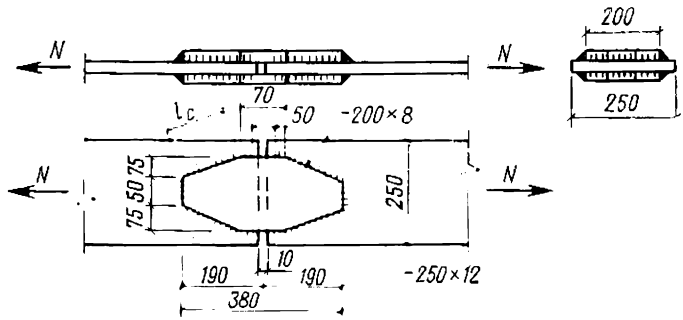



Fig. IV.21. Pour l'exemple IV.2

On cherche maintenant la longueur théorique totale des cordons de soudure d'un côté du joint pour une moitié de couvre-joint. A cet effet, on emploie la formule (IV.4):

$$\Sigma l_c = \frac{N}{2 \cdot 0{,}7 h_c R^s_{an}} = \frac{620}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 15} \approx 37 \text{ cm}.$$

On cherche la longueur de la moitié du couvre-joint. Chaque moitié située d'un côté du joint sera retenue par une soudure continue constituée par deux cordons latéraux (obliques) et un cordon frontal de 50 mm de long.

La longueur théorique minimale de chaque cordon latéral sera donc

$$l_c = \frac{1}{2}(\Sigma l_c - 5) = \frac{1}{2}(37 - 5) = 16 \text{ cm}.$$

Compte tenu du cratère d'extrémité et du collage d'origine (éventuel), on fixe la longueur constructive du cordon légèrement supérieure à la longueur théorique (16 + 1 = 17 cm). Pour diminuer l'influence des concentrations de contrainte aux angles et près du jeu, on laisse une partie non soudée sur le couvre-joint près du jeu sur une longueur de 50 mm et l'on prolonge le cordon latéral autour de l'angle de 10 mm au-delà de la longueur théorique (fig. IV.21). La longueur de la moitié de couvre-joint sera donc

$$\frac{1}{2} l_c = \sqrt{17^2 - 7{,}5^2} + 3{,}5 \approx 19 \text{ cm}.$$

On mettra donc deux couvre-joints de 200 × 8 mm de section, d'une longueur $l_{cj} = 190 \cdot 2 = 380$ mm; l'épaisseur du cordon $h_c = 8$ mm.

### 5. *Soudure d'angle*

Ce type de soudure est utilisé, par exemple, pour fixer une console sur le poteau (fig. IV.22, *a*) ou pour assembler deux tôles à angle droit (fig. IV.22, *b*), etc. Grâce à sa simplicité d'exécution, cette soudure est pratiquée très fréquemment. Elle exige cependant une pénétration parfaite suivant toute l'épaisseur de la tôle (fig. IV.22, *c*), car un jeu laissé à la racine provoque un brusque changement de direction des lignes de force (fig. IV.22, *d*). Dans ce dernier cas, on prend en compte l'aire minimale de la section théorique des cordons

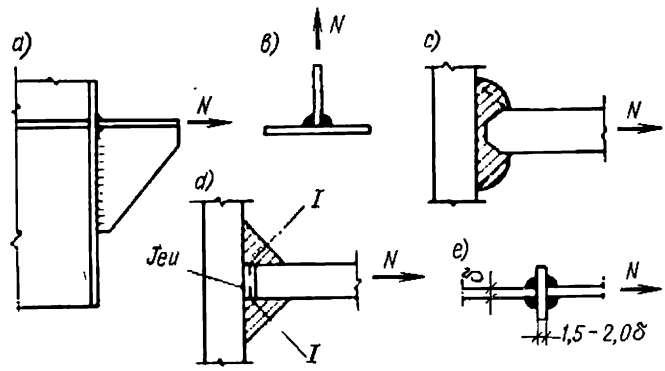



Fig. IV.22. Soudures d angle

(fig. IV.22, *d*), la résistance de calcul étant égale à la résistance au cisaillement des cordons d'angle $R^s_{an}$. Lorsque la pénétration est parfaite (fig.IV. 22, *c*), on considère que l'épaisseur du cordon de soudure est égale à celle de la tôle ; la résistance de calcul du joint soudé dépend alors du cas de charge (compression, traction) de l'assemblage.

Dans le cas de la traction, on déconseille en général de souder des tôles sur les deux faces d'une tôle intermédiaire (fig. IV.22, *e*), car, en plus du changement brusque de la direction des lignes de force en travers du sens de laminage de la tôle intermédiaire fixée par quatre cordons, cette soudure présente une zone assez large de l'épaisseur de la tôle intermédiaire où les caractéristiques mécaniques sont diminuées. En outre, tout déplacement relatif des tôles assemblées fait naître des efforts fléchissants et tranchants parasites.

Dans le cas de la compression, une telle soudure peut travailler correctement, à condition que l'épaisseur de la tôle intermédiaire soit une fois et demie à deux fois celle des tôles aboutées.

## § 20. CALCUL D'ENDURANCE DES JOINTS SOUDÉS

Les structures soudées directement exposées à des surcharges mobiles répétées, aux vibrations, etc. susceptibles d'occasionner la rupture de fatigue (cf. § 13, n° 2) doivent être vérifiées par calcul d'endurance du métal de base et des joints de soudure.

En calculant les soudures à l'endurance, on multiplie les résistances de calcul par un coefficient de minoration $\gamma$ qu'on détermine à l'aide des formules :

$$\gamma = \frac{c}{a - b\rho}$$

si la contrainte la plus grande en valeur absolue est une contrainte de traction ;

$$\gamma = \frac{c}{b - a\rho}$$

si c'est une contrainte de compression.

Les valeurs des coefficients $c$, $a$, $b$ et du coefficient d'asymétrie $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ sont les mêmes que pour le métal de base, en fonction du groupe de pièces et de joints.

La lutte contre les phénomènes de fatigue des structures soudées est menée principalement en modifiant la conception des pièces de manière à diminuer les concentrations possibles de contrainte.

Toute « pointe » de contraintes est un site de fissuration, qui peut, à la longue, se propager dangereusement et occasionner la ruine. Le tracé des pièces doit donc être choisi de tel façon que le flux des lignes de force s'incurve bien doucement, sans concentration de contrainte.

Le calcul à l'endurance des soudures est fait suivant les règles générales établies pour le métal de base.

## § 21. CONTRAINTES INTERNES. RETRAIT DE SOUDAGE

La dilatation thermique linéaire d'un corps est définie par l'expression

$$\Delta l = \alpha l t, \qquad \text{(IV.7)}$$

dans laquelle $\Delta l$ est l'allongement de la barre ; $\alpha$, le coefficient de dilatation linéaire de l'acier, égal à 0,000012 pour $t \approx 20$ °C et à 0,000018 pour $t \approx 300$ °C ; $l$ est la longueur initiale de la barre ; $t = t_2 - t_1$ est la différence de températures.

Soit une barre en acier de classe 38/23, immobilisée entre deux parois absolument rigides (fig. IV.23, *a*).

En chauffant uniformément la barre tout entière de 90°, des contraintes élastiques de compression s'y manifestent (en supposant la contrainte initiale nulle) :

$$\sigma = E\varepsilon = E\frac{\Delta l}{l} = E\alpha t = 21\,000 \cdot 0{,}000012 \cdot 90 = 22{,}4 < 23 \text{ kN/cm}^2.$$

Les réactions des parois rigides seront

$$S = \sigma F = \mathrm{E}\alpha t F = 22{,}4\,F,$$

où $F$ est l'aire de section de la barre.

En refroidissant uniformément cette barre de 90°, ce qui équivaut à l'application des mêmes efforts et contraintes changés de signe, les réactions disparaissent. Or, si l'on chauffe cette même barre dans des conditions gênées au-dessus de 100 °C, les contraintes manifestées dépassent la limite d'élasticité. Par exemple, pour $t = t_2 - t_1 = 150$ °C, les contraintes fictives définies par une fonction linéaire (loi de Hooke) ont une valeur $\sigma = E\alpha t = 21\,000 \times \times 0{,}000012 \cdot 150 = 38$ kN/cm², ce qui correspond à une forte déformation plastique. Une fois refroidie, la barre, conformément au

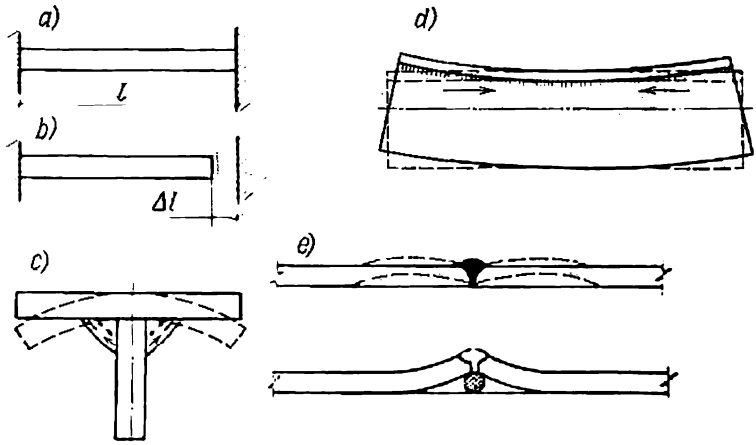



Fig. IV.23. Déformations thermiques:
*a*, *b* — déformations permanentes de chauffage; *c*, *d*, *e* — déformation des pièces soudées

diagramme de traction (voir fig. II.7), subit une déformation permanente, c'est-à-dire se raccourcit (fig. IV.23, *b*). Si la barre était encastrée dans la paroi et offrait donc une résistance au raccourcissement en se refroidissant, il aurait présenté des contraintes (tensions) de traction.

Soit maintenant une plaque que l'on chauffe au centre en y déposant une soudure de faible longueur.

Les plages contiguës à la soudure résistent à la déformation; les contraintes de compression qui s'y manifestent peuvent atteindre la limite d'élasticité. Pendant son refroidissement, le métal chaud tend à se contracter; les contraintes qui apparaissent dans le matériau sont dues à une distribution non uniforme de la température. Ces contraintes s'adaptent réciproquement au sein du corps en formant des zones comprimées et des zones tendues. Quelquefois, ces contraintes conduisent à une distorsion géométrique du corps (gondolement) et à une déformation caractérisée par un état d'équilibre.

En se développant dans des conditions gênées, les déformations initiales de soudage font naître en certains points de la construction des contraintes supérieures à la limite d'élasticité. Les déformations

subséquentes au refroidissement sont liées à une diminution des dimensions de la structure, car les soudures refroidies subissent un retrait.

On distingue le retrait transversal (en travers de la ligne de soudure, fig. IV.23, *c*, *e*) et le retrait longitudinal (dans le sens de la soudure, fig. IV.23, *d*).

Pour avoir une idée correcte de la déformation permanente subie par la pièce pendant et après le soudage, on doit se rappeler que le retrait d'un joint soudé provoque essentiellement une contraction. La figure IV.23, *d* illustre un cas de retrait d'une soudure située plus haut que la ligne des centres de gravité de la pièce ; une telle disposition dissymétrique conduit à un gondolement vers les semelles. Le dressage d'une telle pièce est extrêmement compliqué, il nécessite un équipement approprié ; pour cette raison, les profilés soudés en T ne sont pratiquement pas utilisés.

C'est le retrait transversal qui est particulièrement défavorable ; sur une longueur de 1 m, il est presque dix fois plus grand que le retrait longitudinal. Le joint soudé transversal représenté sur la figure IV.23, *e* provoque non seulement une contraction mais aussi un gondolement notable des tôles. Le retrait transversal d'une soudure bout à bout non gênée est proportionnel à la surface de section de celle-ci ; il est calculé par les formules

$$\left.\begin{aligned} \Delta l &= 0{,}2\left(\delta \operatorname{tg}\frac{\alpha}{2} + b\right) \\ \Delta l &= 0{,}25\left(\frac{\delta}{2}\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2} + b\right) \end{aligned}\right\} \quad \text{(IV.8)}$$

pour les cordons en V et

pour les cordons en X.

Dans ces formules $\delta$ est l'épaisseur des tôles ; $\alpha$, l'angle de chanfrein en X ou en V ; $b$, la largeur de l'écartement.

Si les tôles à assembler sont fortement bridées suivant leur périphérie, le joint de soudure et les tôles elles-mêmes peuvent présenter, à la suite du retrait, de fortes tensions internes de traction qui conduiront à la fissuration. Si le matériau est plastique, la présence des contraintes internes n'est pas tellement grave, car la structure redevient parfaitement élastique tout de suite après la suppression de la charge. Or, un état de contrainte bi- et triaxiale qui conduit à la fragilisation du métal (cf. § 8, n° 4) aggrave l'influence des contraintes même sur un matériau plastique, à cause du risque de fissuration.

On formule ci-dessous quelques idées qui doivent présider au choix des moyens de lutte contre les déformations et les contraintes de retrait.

**Moyens constructifs.** Le projeteur cherchera à diminuer dans la mesure du possible le nombre général de joints soudés. Puisque l'importance du retrait est proportionnel au volume du métal déposé, l'épaisseur des cordons doit répondre exactement aux impératifs de

résistance. Sur une structure symétrique, les soudures seront placées symétriquement ou, tout au moins, de telle façon que les moments statiques de la surface du métal déposé soient sensiblement les mêmes de part et d'autre d'un axe neutre.

Les soudures croisées, les soudures parallèles trop rapprochées, les soudures en boutonnière sont à éviter.

Le tracé des lignes de soudure doit être choisi de manière à assurer une séquence rationnelle du soudage ; à cet effet, la gamme de soudage doit prévoir l'utilisation des dispositifs appropriés facilitant le soudage automatique ou manuel.

**Moyens technologiques.** En établissant la gamme de soudage, on doit étudier minutieusement la marche à suivre. Il y a intérêt à ce que le bain de fusion soit rempli le plus vite possible et que le soudage soit conduit sans pauses inutiles ; les déformations seront d'autant moins grandes que la zone chauffée a été plus restreinte.

On peut prévoir, dans les cas où cela est nécessaire, une contre-flèche initiale ou une séquence spéciale de soudure propre à créer la contre-flèche.

Un bridage rigide à l'aide de pinces ou de clames s'avère souvent de toute utilité.

Quand le soudage est opéré à une température au-dessous de zéro, la résilience du métal de base et du métal d'apport diminue dangereusement ; on évitera donc les chocs. Dans ces conditions, la pièce refroidit très vite, ce qui aggrave les déformations permanentes. Il y a intérêt à chauffer alors le métal jusqu'à une température tolérée par la main nue (70 °C) et à penser à permettre un retrait non gêné de la soudure. Le soudeur doit être mis à l'abri du vent.

## § 22. TEMPS DE FABRICATION D'UNE STRUCTURE SOUDÉE

La fabrication en atelier ou en usine d'une structure soudée en acier prévoit les opérations suivantes [1, 43] :

1) choix des pièces brutes de laminage, dressage et coupe des profilés, préparation des gabarits, trusquinage ;

2) opérations effectuées à l'atelier de préparation : pointage, découpage, amorçage des trous, chanfreinage des bords ;

3) assemblage et soudage des pièces préparées, contrôle des soudures, peinture, expédition au chantier.

Le temps de fabrication d'une structure soudée est mesuré en hommes-heures par tonne de masse de la construction. Le rapport inverse, nombre de tonnes de masse de la construction par unité de temps, caractérise la productivité du travail. Plus le temps de fabrication est court, plus la productivité est élevée, et moins le prix de revient est grand.

Le temps de fabrication d'une structure soudée est généralement moins long que pour une structure rivée.

Les normes moyennes d'allocation du temps à la fabrication des différentes constructions soudées sont résumées au tableau IV.10.

*Tableau IV.10*

**Normes d'exécution des différentes opérations de soudage**

| Genre d'opération | Norme allouée en % du temps total de travail |
|---|---|
| **Pièces brutes :** | |
| dressage | 3 à 4 |
| gabarits, trusquinage | 4 à 5 |
| Total | 7 à 9 |
| **Préparation au soudage :** | |
| traçage | 1 à 2 |
| coupe | 9 à 15 |
| amorçage des trous | 0 à 2 |
| chanfreinage des bords | 1 à |
| dressage, cambrage | 3 à 4 |
| travaux de forge | 1 à 2 |
| Total | 21 à 26 |
| **Assemblage, soudage, expédition :** | |
| assemblage | 28 à 32 |
| soudage | 32 à 35 |
| exécution des trous de montage | 2 à 3 |
| couche de fond, peinture, expédition | 3 à 4 |
| Total | 67 à 70 |

On remarque que 60 à 65 % du temps total de travail sont liés à l'assemblage et au soudage des pièces.

Il est évident que pour diminuer le temps d'exécution, il y a intérêt à réduire le nombre de pièces à assembler (en utilisant des profilés plus gros et moins nombreux), à diminuer la longueur des soudures et le volume du métal d'apport, à minimiser le nombre de joints, de raidisseurs supplémentaires, etc. Les pièces doivent être faciles à assembler. La disposition des soudures doit permettre leur exécution commode et facile, de préférence à plat.

Le soudage sur chantier ne pose pas de problèmes particuliers aujourd'hui, mais il est plus onéreux que le soudage en atelier (à cause de l'utilisation des dispositifs spéciaux) ; son volume doit être réduit autant que possible. Le soudage au plafond sur chantier sera évité tout particulièrement. Avant le soudage sur chantier, la pièce doit être placée à sa position de service ; il est bon de prévoir une construction facile à poser par en dessus, sur des supports spéciaux par exemple.

CHAPITRE V

# ASSEMBLAGES RIVÉS ET BOULONNÉS

## § 23. ASSEMBLAGES RIVÉS

### *1. Généralités*

Les progrès de la soudure et son implantation massive au cours des dernières décennies ont considérablement restreint le champ d'application des rivets. Cependant, leur tenue remarquable aux charges alternées et aux vibrations détermine leur utilisation dans certains ouvrages et structures exploités dans des conditions sévères.

Les rivets sont fabriqués en acier rond calibré sur des presses spéciales qui forment la « tête première » du rivet. Cette tête préformée peut avoir des formes variées, en fonction de la destination du rivet (fig. V. 1, *a* à *d*, GOST 10299-68 *, GOST 10300-68 *, GOST 10301-68 *).

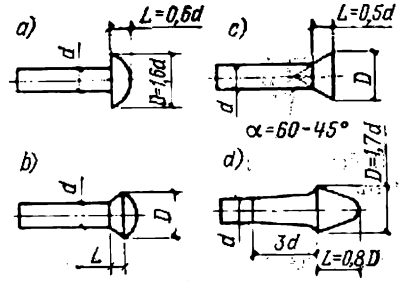



Fig. V.1. Types de rivets

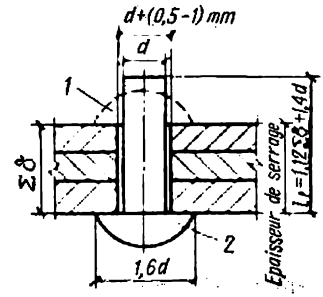



**Fig.** V.2. Pose d'un rivet :
*1* — tête de fermeture ; *2* — tête préformée

Les diamètres des rivets sont normalisés d'après les diamètres des trous de rivets. Les trous de rivets percés dans les constructions ont les diamètres de 13 ; 15 ; 17 ; 19 ; 21 ; 23 ; 25 ; 28,5 ; 31,5 mm. Le diamètre théorique des rivets est égal au diamètre du trou ; les rivets posés à froid ont un diamètre de 1 mm inférieur à celui du trou.

Les rivets peuvent être posés à chaud ou à froid. Dans le premier cas les rivets avant leur pose sont portés à une température d'environ 1000 °C dans un four ou une forge à coke ou électrique. Le rivet chaud est introduit dans le trou, la tête préformée est fortement appliquée sur le paquet de pièces à assembler, puis le bout saillant de la tige est refoulé avec un marteau-riveur ou une riveuse à main de manière à former une « tête seconde » ou tête de fermeture (fig. V.2). Le corps de rivet refoulé remplit le trou. La longueur nécessaire de la tige du rivet posé, ou « longueur de serrage », correspond à l'épaisseur du paquet. En refroidissant, le rivet se raccourcit en serrant les tôles du paquet. Après le refroidissement, le rivet se trouve

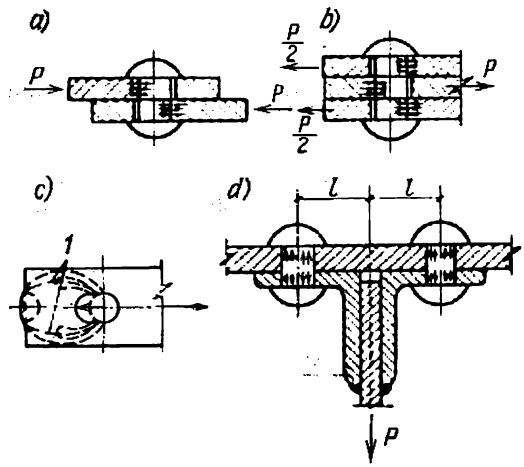



Fig. V.3. Travail des rivets:
*1* — contour d'arrachement

fortement distendu, tandis que le paquet est comprimé. Les contraintes développées dans le rivet sont proches de la limite d'élasticité.

Les rivets posés à froid sont refoulés à l'aide de riveuses pneumatiques ou électriques puissantes ; ils remplissent assez bien les trous. Ce procédé de pose de rivets est réservé à des usines hautement mécanisées.

Les rivets sont confectionnés principalement à partir des aciers assez doux : acier Ст2 pour rivets et acier Ст3 pour rivets, caractérisés par un allongement de 26 et de 23% et une limite d'élasticité de 22 kN/cm², utilisés pour les charpentes en acier courant au carbone. Les charpentes en aciers faiblement alliés sont assemblées avec des rivets en acier de nuance 09Г2 (allongement 18 %, limite d'élasticité 30 kN/cm²).

### *2. Travail d'un rivet au sein d'un assemblage*

Les rivets sont essentiellement sollicités en cisaillement. On distingue plusieurs cas de travail d'un rivet (fig. V.3) :

1. Travail au cisaillement : les déplacements relatifs des tôles assemblées provoquent la rupture des rivets par cisaillement des tiges, le cisaillement se produisant en un plan unique (fig. V.3, *a*), en deux plans (fig. V.3, *b*), ou en plusieurs plans.

2. Travail à la pression latérale : la déformation de cisaillement des tôles conduit en même temps à l'écrasement des parois des trous par les rivets, qui fait naître des contraintes tendant à arracher la tôle (fig. V.3, *c*). Le contrôle de la pression latérale porte donc un caractère conventionnel ; c'est au fond un contrôle de l'arrachement de la tôle.

3. Travail à la traction ; ce mode de travail est en général impropre aux rivets (fig. V.3, *d*). La précontrainte du rivet due au refroidissement n'affecte pas sa résistance car, au début, on doit surmonter les forces de serrage.

### *3. Résistances de calcul*

En plus des dispositions constructives, de l'emplacement des rivets et du procédé de pose, les conditions de travail des rivets sont déterminées par la technologie de fabrication et avant tout par le mode d'obtention des trous, à savoir : le poinçonnage ou le perçage (forage).

Les trous poinçonnés présentent une surface écrouie et irrégulière ; leur coïncidence exacte au montage est difficile à réaliser, ce qui nuit à la bonne résistance de l'assemblage. C'est pourquoi, lorsqu'il s'agit d'une pièce fortement sollicitée, les trous sont percés à l'aide d'un guide de perçage, ou bien poinçonnés à un diamètre plus petit et alésés au diamètre nominal. En revanche, si la pièce a une importance moindre, le ponçonnage au diamètre nominal est parfaitement admissible et même rationnel, car ce procédé d'obtention des trous est remarquablement simple et productif. Les trous sont obtenus par perçage lorsque les épaisseurs des tôles dépassent 25 mm.

Une rivure peut être rangée dans l'un des deux groupes, B ou C, en fonction de la qualité requise des trous et des conditions de pose des rivets :

— le groupe B réunit les rivures caractérisées par des trous percés aux guides de perçage ou alésés au diamètre après l'assemblage des éléments ;

— le groupe C concerne les cas où les trous ont été poinçonnés ou percés sans guides, séparément dans chaque pièce.

La résistance de calcul au cisaillement et à la traction d'une rivure est prise égale aux résistances de calcul des rivets ; la résistance de calcul à la pression latérale, est assimilée à celles des pièces à assembler (tableau V.1).

*Tableau V.1*

**Résistances de calcul $R^r$ des rivures, kN/cm²**

| Contrainte, groupe d'exécution | Symbole | Cisaillement et traction des rivets | | Ecrasement des pièces à assembler | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | nuances d'acier | | classes d'acier | | | |
| | | Ст2 pour rivets, Ст3 pour rivets | 09Г2 | C38/23 | C44/29 | C46/33 | C52/40 |
| Cisaillement B | $R^r_{cis}$ | 18 | 22 | — | — | — | — |
| Cisaillement C | | 16 | — | — | — | — | — |
| Ecrasement B | $R^r_{écr}$ | — | — | 42 | 52 | 58 | 68 |
| Ecrasement C | | — | — | 38 | — | — | — |
| Traction (arrachement des têtes de rivets) | $R^r_{tr}$ | 12 | 15 | — | — | — | — |

*Nota.* La résistance $R^r$ des rivets à tête fraisée est multipliée par un coefficient de minoration 0,8. Ces rivets ne doivent jamais être chargés en traction.

Si la construction doit être vérifiée à l'endurance, on détermine le coefficient $\gamma$ d'après la formule (II.41) dont les paramètres sont tirés du tableau II.18. On admet que $\gamma = 1$ si l'assemblage est exposé aux seules charges variables de compression.

## § 24. CALCUL ET TYPES DE RIVURES

### *1. Choix du diamètre des rivets*

Un choix judicieux du diamètre détermine la compacité de la rivure, ainsi que le temps nécessaire à l'exécution du rivetage.

Les diamètres les plus usuels sont : 21 à 23 mm pour des structures moyennes, 25 à 28,5 mm pour de grosses structures. On cherche généralement à uniformiser le diamètre pour toute la construction donnée. Pour des ouvrages lourds, quand les efforts exercés sur les différents éléments et joints sont nettement différents, on peut adopter deux ou trois diamètres de rivets.

Normalement, les rivets ont une tête ronde (voir fig. V.1, *a*) lorsque l'épaisseur totale des pièces à assembler n'est pas supérieure à $5d$. Si l'épaisseur du paquet est de $5d$ à $7d$, on pose des rivets à tête renforcée (voir fig. V.1, *d*). Les paquets d'une épaisseur encore plus importante sont assemblés au moyen de boulons usinés.

### 2. *Calcul des rivets au cisaillement et à la pression latérale*

Au calcul d'une rivure, on admet que l'effort est uniformément réparti entre tous les rivets.

La contrainte de cisaillement d'une rivure ne doit pas dépasser la résistance de calcul au cisaillement du matériau des rivets :

$$\tau = \frac{N}{\Sigma F^{r}_{cis}} = \frac{N}{n n_{cis} \frac{\pi d^2}{4}} \leqslant R^{r}_{cis}, \qquad (V.1)$$

où $N$ est l'effort de calcul exercé sur l'assemblage, kN ; $n$, le nombre de rivets de la rivure ; $n_{cis}$, le nombre de plans de cisaillement agissant sur un rivet isolé ; $(\pi d^2)/4$, l'aire de section d'un rivet posé, $cm^2$, avec $d$, diamètre du trou.

Le nombre de rivets nécessaire pour reporter la charge de calcul sera alors

$$n \geqslant \frac{N}{n_{cis} [N]^{r}_{cis}} = \frac{N}{n_{cis} \frac{\pi d^2}{4} R^{r}_{cis}}, \qquad (V.2)$$

où $[N]^{r}_{cis}$ est la charge limite de calcul admissible sur un plan de cisaillement d'un rivet ; la quantité $n$ est arrondie au nombre entier le plus proche.

Le contrôle à la pression latérale suppose que la contrainte de compression provoquée dans les tôles à assembler par la pression du rivet ne doit pas excéder la valeur de calcul de la résistance à l'écrasement du matériau :

$$\sigma_{écr} = \frac{N}{n F_{écr}} = \frac{N}{n d \Sigma \delta} \leqslant R^{r}_{écr}, \qquad (V.3)$$

où $F_{écr} = d\Sigma\delta$ est l'aire d'écrasement d'un rivet, calculée conventionnellement en multipliant le diamètre $d$ du rivet posé par la moins grande épaisseur totale $\Sigma\delta$ des tôles écrasées d'un côté de la tige de rivet.

En partant de cette condition, on calcule le nombre de rivets :

$$n \geqslant \frac{N}{[N]^{r}_{écr}} = \frac{N}{d\Sigma\delta R^{r}_{écr}}, \qquad (V.4)$$

où $[N]^{r}_{écr}$ est la charge limite de calcul, admissible à l'écrasement pour chaque rivet.

Cette méthode de calcul est basée sur l'effort appliqué à la rivure. Le calcul peut aussi être fondé non sur l'effort réel mais sur le plus grand effort auquel la section de la pièce peut résister. L'effort de calcul sera alors

$$N = F_{nt} R \qquad (V.5)$$

pour les pièces tendues et

$$N = F_{nt}\varphi R \qquad (V.6)$$

pour les pièces comprimées.
Dans ces expressions $F_{nt}$ et $F_{br}$ sont les aires nette et brute de la section de la pièce; $R$, la résistance de calcul du métal de base; $\varphi$, le coefficient de flambement.

Ce calcul, basé sur l'aire de section de la pièce, renseigne sur la marge de sécurité. Il est fait pour dimensionner un joint ou une attache dont les contraintes sont voisines de la limite ou bien dont on ignore la sollicitation réelle (effort de calcul).

### *3. Calcul des rivets à la traction (arrachement des têtes de rivets)*

Le contrôle à la traction est fait à l'aide de la formule

$$\sigma = \frac{N}{n\frac{\pi d^2}{4}} \leqslant R^r_{tr}, \qquad (V.7)$$

qui permet de calculer le nombre de rivets nécessaire:

$$n \geqslant \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4} R^r_{tr}}. \qquad (V.8)$$

Dans les cas où les rivets travaillent au cisaillement (à la pression latérale) et à la traction simultanément, on fait des calculs séparés pour chaque cas de charge.

### *4. Disposition des rivets. Représentations conventionnelles*

La disposition des rivets doit être étudiée afin de garantir la résistance de la rivure et une transmission optimale de l'effort d'une pièce à l'autre. Une disposition trop serrée des rivets (écartements inférieurs à $3d$) fait naître des contraintes excessives dans le métal de base.

La disposition des rivets doit être suffisamment simple; on situe les centres des rivets sur des lignes de trusquinage parallèles et perpendiculaires à l'axe de la pièce. Les rivets sont posés en chaîne (fig. V.4, *a*) ou en quinconce (fig. V.4, *b*). Le *pas de la rivure* est l'écartement entre deux rivets voisins dans le sens d'action de l'effort.

Les entraxes des rivets sont indiqués au tableau V.2. Les longueurs minimales des entraxes sont limitées par la condition de résistance du métal de base, et les longueurs maximales, par les conditions de stabilité des éléments comprimés des pièces dans les intervalles

*Tableau V.2*

**Ecartements entre centres des rivets et des boulons sur les constructions en acier**

| Direction | Longueur d'entraxe |
|---|---|
| Distance entre centres en direction quelconque : | |
| minimale | 3 $d$ |
| maximale dans les files extrêmes, en l'absence de cornières de bordure, en traction ou compression | 8 $d$ ou 12 $\delta$ |
| maximale dans les files centrales, ou dans les files extrêmes en présence de cornières de bordure : | |
| en traction | 16 $d$ ou 24 $\delta$ |
| en compression | 12 $d$ ou 18 $\delta$ |
| Pince (distance du centre au bord de la pièce) : | |
| minimale, parallèlement à l'effort | 2 $d$ |
| minimale, en travers de l'effort : | |
| bords coupés | 1,5 $d$ |
| bords bruts de laminage | 1,2 $d$ |
| maximale | 4 $d$ ou 8 $\delta$ |

*Désignations* : $d$, diamètre du trou de rivet (de boulon), $\delta$, épaisseur de la plus faible des pièces extérieures.

entre les rivets, ainsi que par la nécessité d'empêcher la pénétration de la poussière et de l'eau (qui peuvent provoquer une corrosion prématurée) dans les fentes laissées entre les pièces tendues.

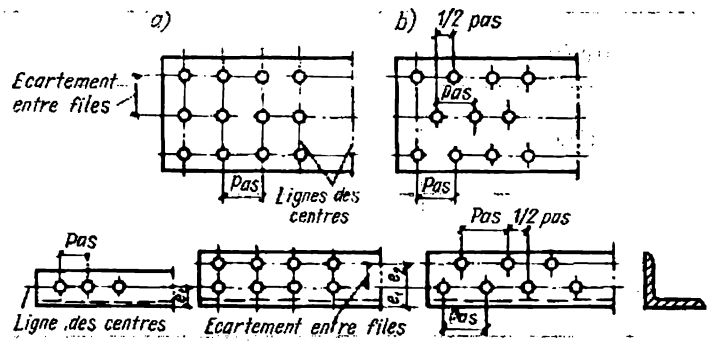



Fig. V.4. Disposition des rivets

Aux joints et aux attaches des pièces, on choisit un pas aussi court que possible, afin d'éviter une consommation excessive de métal. Les rivures constructives formant des sections composées doivent être faites, au contraire, avec un pas aussi large que possible, afin de diminuer le nombre de rivets.

Une rivure d'attache d'une pièce de force se fait avec deux rivets au minimum, quel que soit le cas de charge (sauf peut-être pour le treillis d'assemblage d'un élément composé).

La distance séparant la file de rivets du talon d'une cornière est choisie en consultant le tableau de l'Annexe 24. Aux jonctions de cornières, on trace les lignes des centres des rivets de manière à faciliter l'exécution du rivetage et la présentation de la bouterolle (fig. V.5, *a*). Si une tôle doit pénétrer à l'intérieur de la cornière

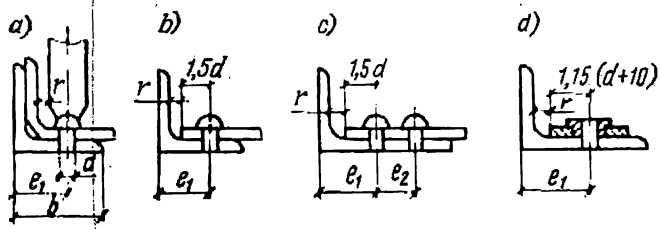



Fig. V.5. Lignes de trusquinage sur les cornières

(fig. V.5, *b*) ou si le perçage des trous est fait avec un guide de perçage (fig. V.5, *c*, *d*), on doit s'assurer que la position des lignes de trusquinage permet l'exécution des travaux.

Les représentations graphiques des rivures et des trous de rivets sont illustrées au tableau V.3.

Le diamètre des rivets adopté sur le dessin donné est indiqué dans la légende, ainsi que chaque cas de dérogation au procédé adopté.

*Tableau V.3*

**Représentation graphique des rivures et des trous**

| Elément représenté | Symbole | Observations |
|---|---|---|
| Rivet normal à tête ronde | | — |
| Rivet à tête (première ou seconde, ou les deux) fraisée ou fraisée bombée | | Accompagné d'une inscription précisant la nature, telle que : « Côté caché », etc. |
| Trou rond | | — |
| Trou fraisé sur une ou deux faces | | Accompagné d'une inscription précisant la nature, telle que : « Fraisure côté vu », etc. |

### 5. *Types de rivures*

Les aboutements et les assemblages des tôles peuvent être faits à clin ou bout à bout, avec des couvre-joints simples ou doubles (fig. V.6). Le couvre-joint double est à préférer, car il assure une

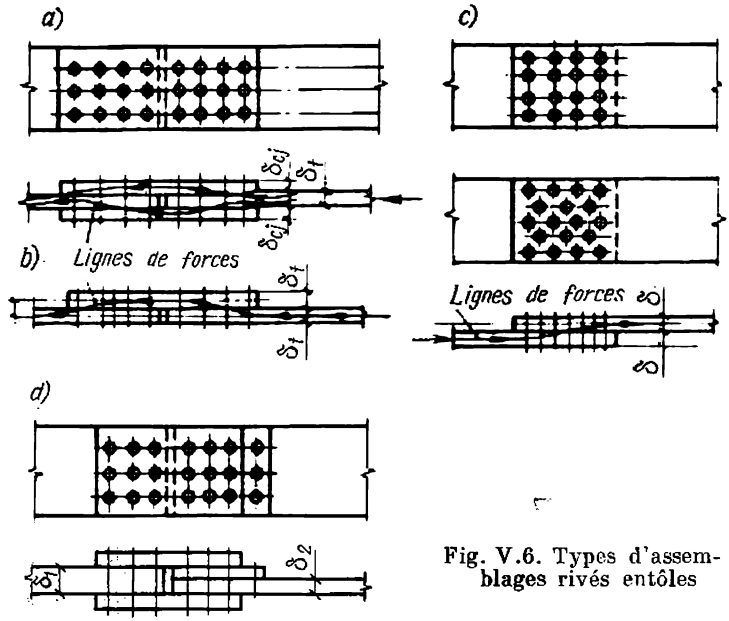



Fig. V.6. Types d'assemblages rivés entôles

transmission symétrique de l'effort d'une pièce à l'autre (fig. V.6, *a*). Un couvre-joint simple et une rivure à clin (fig. V.6, *b*, *c*) provoquent une excentricité et une déviation des lignes de force, ce qui

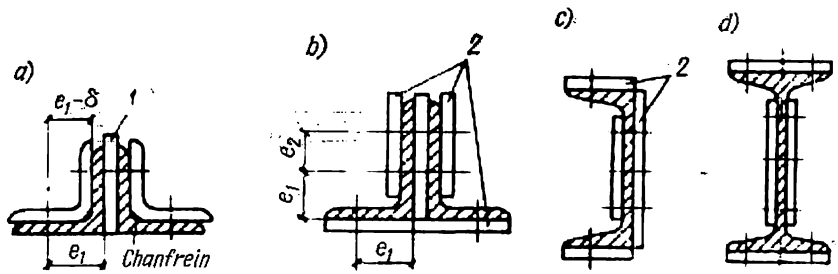



Fig. V.7. Types d'assemblages rivés en profilés:
*1* — tôle intermédiaire; *2* — couvre-joints

conduit à une déformation des tôles sous charge pour cette raison une rivure exécutée avec un couvre-joint simple ou une tôle d'épaisseur additionnelle (fig. V.6, *d*) doit avoir un nombre de rivets de 10 % supérieur au nombre normal.

Un couvre-joint qu'on pose sur des cornières doit également avoir une section en L à talon chanfreiné pour une meilleure adhérence des ailes (fig. V.7, *a*). Sur des cornières à ailes inégales et à larges ailes égales, on pose des couvre-joints de section plate, à condition que la largeur de l'aile est suffisante pour permettre la disposition des rivets en deux files (fig. V.7, *b*). Sur les figures V.7, *c* et *d* on voit deux cas de réalisation des couvre-joints sur les profilés en U et en I.

La somme des aires de sections des couvre-joints ne doit pas être inférieure à l'aire de section des pièces à assembler ; elle sera choisie compte tenu des aires de section des parties recouvertes.

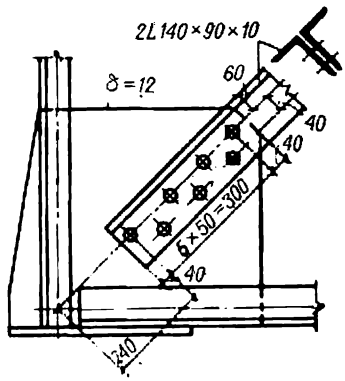


Fig. V.8. Pour l'exemple V.1

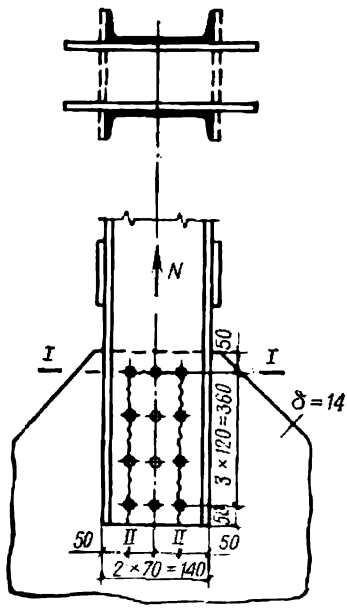


Fig. V.9. Pour l'exemple V.2

### 6. *Exemples de calcul*

EXEMPLE V.1. Etudier l'attache de la diagonale comprimée d'une ferme de toiture au gousset du nœud (fig. V.8). La diagonale est composée de deux cornières 140 × 90 × × 10 mm. L'effort de calcul est 630 kN. Matériau : acier BCт3. Epaisseur du gousset : δ = 12 mm. Trous percés (groupe B).

**Solution.** Soient le diamètre du rivet $d = 20$ mm, le diamètre du trou 21 mm. On calcule le nombre de rivets en fonction de l'effort, compte tenu des conditions de cisaillement et d'écrasement. D'après la condition de cisaillement, le nombre de rivets travaillant en double cisaillement est selon (V.2) :

$$n = \frac{N}{n_{cis}\frac{\pi d^2}{4} R^r_{cis}} = \frac{630}{2\frac{3{,}14 \cdot 2{,}1^2}{4} 18} =$$

$$= 5{,}1 \text{ (6 rivets).}$$

D'après la condition d'écrasement, on a

$$n = \frac{N}{d\delta R^r_{écr}} = \frac{630}{2{,}1 \cdot 1{,}2 \cdot 42} = 6{,}1 \text{ (7 rivets).}$$

On retient le nombre de rivets vérifiant la condition d'écrasement et l'on les dispose comme il est montré sur la figure V.8.

Pour diminuer la longueur d'attache, on réduit au minimum l'écartement des rivets en prenant la pince latérale égale à 40 mm (2 *d*) et le demi-pas de rivure égal à 50 mm (l'entraxe diagonal des trous 3,5 $d$ = 70 mm).

Exemple v.2. Etudier l'attache du montant tendu d'une lourde ferme à deux âmes, constitué de deux profilés en U n° 24 assemblés par des plats (fig. V.9). Effort de calcul dans le montant 1070 kN. Matériau: acier BCt3. Epaisseur δ des goussets sur lesquels sont attachées les lames du montant: 14 mm. Trous de rivets percés au guide.

**Solution.** On adopte le diamètre de rivets $d = 23$ mm. Compte tenu de la condition de cisaillement, on détermine à l'aide de la formule (V.2) le nombre de rivets (en simple cisaillement) sur chaque élément:

$$n=\frac{N}{2n_{\text{cis}}\frac{\pi d^2}{4}R^{\text{r}}_{\text{cis}}}=\frac{1070}{2\cdot 1\frac{3{,}14\cdot 2{,}3^2}{4}18}=7{,}2\,(8\text{ rivets}).$$

Pour vérifier la condition d'écrasement de l'âme du profilé en U épaisse de 0,56 cm, on doit avoir pour chaque lame du montant

$$n=\frac{N}{2d\delta R^{\text{r}}_{\text{écr}}}=\frac{1070}{2\cdot 2{,}3\cdot 0{,}56\cdot 42}=9{,}9\,(10\text{ rivets}).$$

L'attache sera construite comme il est montré sur la figure V.9. On posera 12 rivets ($d = 23$ mm) suivant trois lignes espacées de 70 mm. La pince d'extrémité sera 50 mm, de même que la pince latérale. Le pas de la rivure est 120 mm (on retient cette valeur après le contrôle d'arrachement de l'âme du profilé, comme il va être montré ci-dessous).

On contrôle la résistance des sections dangereuses des lames du montant; la section dangereuse est celle qui traverse les axes des trois trous; son aire (section *I-I*) est

$$F_{\text{nt}}=30{,}6-0{,}56\cdot 2{,}3\cdot 3=26{,}74\text{ cm}^2.$$

La contrainte dans la section dangereuse *I-I* est

$$\sigma=\frac{1070}{2\cdot 26{,}74}=20\text{ kN/cm}^2<21\text{ kN/cm}^2.$$

Une seconde section dangereuse correspond à une ligne en U renversé (fig. V.9, section *II-II*) suivant laquelle l'arrachement du matériau de l'âme du profilé peut avoir lieu. Cette vérification est très importante, vu que, d'après le catalogue des profilés, l'âme d'un profilé en U est relativement mince. Dans la section dangereuse en U renversé *II-II* (fig. V.9) la partie de la section perpendiculaire à l'effort ($F'_{\text{nt}}$) subit une contrainte normale, tandis que les parties de la section parallèles à l'effort ($F''_{\text{nt}}$) subissent des contraintes tangentielles. Il s'agit donc de vérifier la condition

$$N\leqslant F'_{\text{nt}}R+F''_{\text{nt}}R_{\text{cis}}=F'_{\text{nt}}R+F''_{\text{nt}}0{,}6R=F_{\text{réd}}R,$$

dans laquelle l'aire réduite $F_{\text{réd}} = F'_{\text{nt}} + 0{,}6\,F''_{\text{nt}}$.

On dispose les rivets en quatre files au pas de 120 mm (fig. V.9). Alors

$$F_{\text{réd}}=F'_{\text{nt}}+0{,}6F''_{\text{nt}}=(14-2\cdot 2{,}3)\,0{,}56+0{,}6\cdot 0{,}56\cdot 2\,[(3\cdot 12+5)-$$
$$-3{,}5\cdot 2{,}3]=27{,}4\text{ cm}^2.$$

La contrainte dans la section dangereuse *II-II* sera

$$\sigma=\frac{N}{2F_{\text{réd}}}=\frac{1070}{2\cdot 27{,}4}=19{,}55\text{ kN/cm}^2<21\text{ kN/cm}^2.$$

Si le pas longitudinal est inférieur à 120 mm, on a dans la section *II-II* une contrainte supérieure à la résistance de calcul.

### 7. *Temps de fabrication d'une construction rivée*

Les opérations relatives à la fabrication d'une construction rivée en acier sont en principe les mêmes que pour une construction soudée :

1) choix des profilés, dressage sur machine à dresser les tôles et les profilés ou sur presse à dresser à cames, découpage ;

2) confection des gabarits, report des cotes sur les pièces ;

3) usinage à l'atelier de préparation coupage au chalumeau ou cisaillage, poinçonnage mécanique ou perçage des trous, chanfreinage des bords sur machine à chanfreiner ;

4) assemblage et rivetage en atelier de montage-rivetage, contrôle de qualité des rivures, peinture, expédition.

*Tableau V.4*

**Normes d'exécution des différentes opérations de rivetage**

| Opérations | Norme allouée en % du temps total de travail |
|---|---|
| Pièces brutes : | |
| dressage | 3 à 4 |
| gabarits, trusquinage | 5 à 6 |
| Total | 8 à 10 |
| Préparation au rivetage : | |
| report des cotes | 2 à 3 |
| coupage | 8 à 6 |
| amorçage des trous | 12 à 15 |
| fraisage, chanfreinage des bords | 3 à 2 |
| dressage, cintrage | 2 à 3 |
| Total | 27 à 29 |
| Assemblage, rivetage, expédition : | |
| assemblage | 27 à 28 |
| perçage | 5 à 4 |
| rivetage | 20 à 22 |
| exécution des trous de montage | 4 à 3 |
| couche de fond, peinture, expédition | 4 à 5 |
| Total | 60 à 62 |

Le tableau V.4 indique le temps alloué pour les opérations nécessaire à la confection de différentes structures rivées. L'assemblage et le rivetage occupent près de 60 % du temps total de travail. Bien évidemment, on doit chercher à réduire au minimum tant le nombre de pièces que la quantité des rivets afin de diminuer le temps de fabrication.

## 8. *Constructions rivées en aluminium*

Les rivures sur l'aluminium sont conçues et calculées d'après les mêmes principes généraux que sur l'acier. Les résistances de calcul sont indiquées au tableau V.5. La disposition des rivets sera choisie conformément aux indications du tableau V.6.

*Tableau V.5*

**Résistances de calcul au cisaillement des rivets $R^r_{cis}$, résistances de calcul à l'écrasement des pièces $R^r_{écr}$ et des boulons $R^b_{écr}$, kN/cm²**

| Alliage d'aluminium, son état | $R^r_{cis}$ | $R^r_{écr}$ | $R^b_{écr}$ | Alliage d'aluminium, son état | $R^r_{cis}$ | $R^r_{écr}$ | $R^b_{écr}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| АД1Н | 3,5 | — | — | АМг5пМ | 10 | — | — |
| АД1М | — | 4 | 3,5 | АМг2П | — | 24 | 22 |
| АМцМ | — | 6,5 | 6 | АД31Т | — | 9 | 8 |
| АМг2Н | 7 | — | — | АД31Т1 | — | 24 | 22 |
| АМг2М | | 11 | 10 | 1925Т | — | 28 | 25 |
| | | | | 1915Т | — | 32 | 29 |

*Nota.* Les trous de rivets poinçonnés sont à proscrire.

*Tableau V.6*

**Ecartements entre centres des rivets et des boulons sur les constructions en aluminium**

| Direction | Longueur d'entraxe |
|---|---|
| Distance d'axe en axe, direction quelconque : | |
| minimale . . . . . | $3d$ (rivets)<br>$3{,}5d$ (boulons) |
| maximale dans les files extrêmes, sans cornières de bordure, en traction et en compression . . . . . | $5d$ ou $10\delta$ |
| maximale dans les files centrales, ou dans les files extrêmes avec cornières de bordure : | |
| en traction . . . . . | $12d$ ou $20\delta$ |
| en compression . . . . . | $10d$ ou $14\delta$ |
| Pince (distance du centre au bord de la pièce) : | |
| minimale, parallèlement à l'effort ou en écharpe . . . | $2{,}5d$ |
| minimale, en travers de l'effort : | |
| bords coupés . . . . . | $2{,}5d$ |
| bords bruts de laminage ou d'emboutissage . . . . | $2d$ |
| maximale . . . . . | $6\delta$ |

*Désignations* : $d$, diamètre du trou de rivet (de boulon); $\delta$, épaisseur de la plus faible des pièces extérieures.

Le diamètre théorique d'un rivet est égal à celui du trou. Il ne sera jamais inférieur à l'épaisseur de la pièce la plus forte, ni supérieur au triple de l'épaisseur de la pièce la plus mince. L'épaisseur du paquet à assembler ne doit pas être supérieure à trois fois le diamètre du rivet.

## § 25. ASSEMBLAGES BOULONNÉS

### *1. Généralités*

L'assemblage par boulons est un mode d'assemblage largement utilisé, simple et suffisamment fidèle; il est utilisé surtout pour des bâtiments industriels.

Un boulon, tout comme un rivet, est sollicité au cisaillement, à la pression latérale et à la traction. Un assemblage réalisé avec des

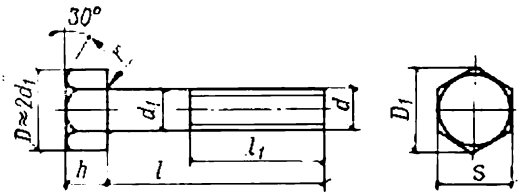



Fig. V.10. Boulon normal

boulons de résistance normale est plus facilement déformable qu'une rivure. Sa déformabilité résulte d'une précontrainte moindre des boulons (à cause du serrage des écrous), ainsi que d'un jeu plus large entre le boulon et son trou.

Dans le cas où le boulon est sollicité à la traction, sa précontrainte doit être supérieure à la charge de traction appliquée. Etant donné qu'il est difficile de serrer uniformément tous les boulons d'un assemblage et qu'ils travaillent donc d'une façon non uniforme, on retient pour les boulons des résistances de calcul moins grandes que pour les rivets. Un serrage excessif (réalisé souvent sur chantier en emmanchant une chute de tube à titre de rallonge sur le manche de clé) conduit à une déformation plastique et à la dégradation de l'assemblage.

Sur les constructions en acier, on emploie généralement des boulons de résistance normale et de haute résistance (boulons hr).

D'après la qualité de fabrication, on distingue:

1) les boulons de précision (GOST 7805-70*) et les écrous pour ces boulons (GOST 5927-70*);

2) les boulons normaux (GOST 7798-70*) et les écrous pour ces boulons (GOST 5915-70*) (fig. V.10);

3) les boulons bruts (GOST 15589-70*).

Aux termes de la norme GOST 1759-70*, les boulons de précision et les boulons normaux doivent vérifier les conditions suivantes :

— la portée de la tête de boulon doit être bien perpendiculaire à l'axe de la tige (on le contrôle en essayant d'insérer la lame d'une jauge d'épaisseur dans le jeu entre la portée de la tête et une matrice étalon) ;

— la tige doit être bien rectiligne (série de nombres n° 1 de la norme GOST 11284-75).

En ce qui concerne les boulons bruts, ils doivent être conformes aux nombres de la série n° 2 de la norme GOST 11284-75.

A la demande de l'usager et conformément aux normes GOST 1759-70* et GOST 14623-69, les boulons peuvent être dotés d'un revêtement zingué, cadmié, chromé, etc.

Un boulon normal ou de précision est fabriqué avec une tolérance sur le diamètre de —0,43 à —0,52 mm ou (pour les boulons usinés) de —0,3 mm ; il est posé avec un jeu de 0,3 à 0,5 mm par rapport au trou, ce qui équivaut en principe à un contact franc. Un tel assemblage est peu déformable; il correspond à une rivure de groupe B à trous percés au guide ou alésés après remontage. Le boulon est posé à légers coups de marteau.

Un boulon brut est fabriqué avec un écart de diamètre nominal qui peut atteindre $\pm 1$ mm ; il se pose avec un jeu de 2 à 3 mm par rapport au trou (boulons de la série courante). L'assemblage est assez déformable.

Les boulons peuvent avoir un diamètre de 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27, 30, 36, 42 et 48 mm. La longueur de la tige varie de 40 à 200 mm. La longueur filetée $l_f$ dépend du diamètre $d$ :

$l_f = 20$ à 25 mm pour $d = 10$ à 14 mm ;
$l_f = 28$ à 30 mm pour $d = 16$ à 20 mm ;
$l_f = 35$ à 50 mm pour $d = 22$ à 30 mm.

Les boulons sont fabriqués en acier au carbone des nuances ВСт3, ВСт5, en acier à bas carbone de résistance accrue des nuances 14Г2, 15ГС, etc.

Les boulons de haute résistance (boulons hr) sont utilisés pour la transmission de l'effort par frottement. Ils sont fabriqués en aciers au carbone Ст35 (GOST 1050-74) ou en aciers alliés à haute résistance, par exemple en acier au chrome 40Х, 40ХФА, 38ХС, etc. (GOST 4543-71). Ces matériaux présentent, après traitement thermique, une résistance à la traction $\sigma_{tr}$ au moins égale à :

80 kN/cm² pour les aciers au carbone ;
110 kN/cm² pour les aciers alliés 40Х ;
135 kN/cm² pour les aciers 40ХФА, 38ХС.

Les boulons sont divisés en classes de résistance (GOST 1759-70*) en fonction des caractéristiques mécaniques des aciers. En bâtiment, les classes les plus usuelles sont 4.6 et 5.6, et pour les boulons hr, les classes 8.8 et 10.9. Le premier nombre de chaque désignation, multiplié par 10, fournit la valeur minimale de la résistance à la traction en kN/cm², tandis que le second nombre, toujours multiplié

par 10, donne le rapport en % de la limite d'élasticité à la résistance à la traction ; le produit de ces nombres définit donc la valeur de la limite élastique en kN/cm². Au tableau V.7 on trouve les résistances de calcul des boulons des différentes classes de résistance.

### *2. Travail des boulons*

Lorsque les boulons bruts (de la série courante) montés avec un jeu de 2 à 3 mm par rapport au trou sont chargés en cisaillement, l'assemblage est très déformable. Le boulon se déplace de 2,65 à 3 mm si le jeu est de 2 à 4 mm respectivement (ce déplacement est à peu près 10 fois plus grand que celui d'un rivet). D'autre part, la résistance statique d'un assemblage boulonné n'est que de 10 % environ inférieure à celle d'une rivure, ce qui est expliqué par l'adaptation des contraintes des différents boulons serrés au-delà de la limite d'élasticité. Par contre, la tenue aux vibrations d'un assemblage boulonné est très sensiblement inférieure (de 50 % environ) à celle d'une rivure. Pour cette raison, le travail des boulons bruts au cisaillement ne se justifie que sous une charge statique, lorsqu'on recherche plutôt la robustesse que la non-déformabilité de l'assemblage. Un moyen efficace mais onéreux de diminution de la déformabilité est l'utilisation des boulons de précision, qui se posent sans jeu.

Le travail à la traction est beaucoup plus rationnel. Un boulon doit être solidement serré, pour que la force de traction externe ne soit pas supérieure à la précontrainte. Si l'on veut diminuer la déformabilité de l'assemblage, on peut soit serrer les boulons avec un effort inférieur à la résistance de calcul, soit verrouiller le boulon avec un contre-écrou ou en soudant le boulon sur l'écrou.

### *3. Calcul et conception d'un assemblage boulonné*

Les assemblages boulonnés sont vérifiés au cisaillement

$$n \geqslant \frac{N}{n_{\text{cis}} \frac{\pi d^2}{4} R^{\text{b}}_{\text{cis}}}; \qquad \text{(V.9)}$$

à la pression latérale (à l'écrasement)

$$n \geqslant \frac{N}{d \Sigma \delta R^{\text{b}}_{\text{écr}}}, \qquad \text{(V.10)}$$

et à la traction (compte tenu de l'aire de la section nette du boulon)

$$n \geqslant \frac{N}{\frac{\pi d_0^2}{4} R^{\text{b}}_{\text{tr}}}. \qquad \text{(V.11)}$$

Dans ces formules $N$ est la charge de calcul ; $d$, le diamètre de la partie non filetée du boulon ; $d_0$, le diamètre du noyau de la tige à

*Tableau V.7*

**Résistances de calcul $R^b$ des boulons, kN/cm²**

| Type des boulons | Contrainte, groupe | Symbole | Traction et cisaillement des boulons | | | Ecrasement du matériau des pièces à assembler | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | classe de résistance de l'acier | | | classe d'acier | | | |
| | | | 4.6 | 5.6 | 8.8 | C38/23 | C44/29 | C46/33 | C52/40 |
| Précision | Traction | $R^b_{tr}$ | — | — | 40 | — | — | — | — |
| | Cisaillement B | $R^b_{cis}$ | — | — | 30 | — | — | — | — |
| | Ecrasement B | $R^b_{écr}$ | — | — | — | 38 | 47 | 52 | 61 |
| Normal et brut : | | | | | | | | | |
| boulon unique | Traction | $R^b_{tr}$ | 17 | 21 | 40 | — | — | — | — |
| | Cisaillement | $R^b_{cis}$ | 15 | 17 | 30 | — | — | — | — |
| | Ecrasement | $R^b_{écr}$ | — | — | — | 38 | 47 | 52 | 61 |
| plusieurs boulons | Traction | $R^b_{tr}$ | 17 | 21 | 40 | — | — | — | — |
| | Cisaillement | $R^b_{cis}$ | 13 | 15 | 25 | — | — | — | — |
| | Ecrasement | $R^b_{écr}$ | — | — | — | 34 | 42 | 46 | — |

fond de filet ; $R^b$, les résistances de calcul des boulons au cisaillement, à l'écrasement et à la traction tirées du tableau V.7.

Les boulons hr procurent un assemblage moins déformable. Ils doivent être serrés de telle façon que les efforts soient transmis par frottement des plans jointifs, ce qui est assuré en utilisant une clé dynamométrique.

Les boulons hr peuvent se substituer avantageusement aux rivets posés à chaud par riveuse pneumatique.

En posant les boulons hr, on doit apporter beaucoup d'attention et de soins à la bonne propreté des surfaces adjacentes. Les surfaces doivent être brossées ou décapées au chalumeau.

Le calcul des assemblages par boulons hr est fait comme suit. D'abord on cherche l'effort axial de serrage complet $P$ d'un boulon hr. Cet effort est fonction des caractéristiques mécaniques du matériau du boulon à la suite d'un traitement thermique. Compte tenu d'un coefficient de sécurité et d'un coefficient des conditions de travail du matériau pour les boulons hr, on détermine l'effort de serrage limite :

$$P_b = 0{,}65\sigma^b_{tr}F^b_{nt}, \qquad (V.12)$$

où $F^b_{nt}$ est l'aire de la section nette du boulon (dans la partie filetée).

L'effort de calcul imposé à chaque plan de frottement des éléments tendus par un boulon hr est calculé par la formule

$$[N]^{b}_{hr} = P_b f m, \qquad (V.13)$$

dans laquelle $f$ est le coefficient de frottement (voir tableau V.8); $m$, le coefficient des conditions de travail de l'assemblage à boulons hr, égal à 0,9.

*Tableau V.8*

**Coefficient de frottement $f$**

| Procédé de décapage (traitement préalable) des surfaces des pièces | Classes d'acier des pièces | | |
|---|---|---|---|
| | C38/23 | C44/29, C46/33, C52/40 | C60/45, C70/60 |
| Nettoyage pneumatique au sable de quartz ou à la poudre de métal . . . . . | 0,45 | 0,55 | 0,55 |
| Décapage chimique aux solutions acides . . | 0,45 | 0,5 | 0,5 |
| Décapage à la flamme des chalumeaux oxyacétyléniques multiples . . . . . | 0,4 | 0,45 | 0,45 |
| Brossage manuel ou mécanique (brosses d'acier) | 0,35 | 0,35 | 0,4 |
| Sans décapage . . . . . | 0,25 | 0,25 | 0,35 |

Le nombre nécessaire de boulons hr (en supposant l'effort uniformément réparti sur les boulons) sera donc :

$$n \geqslant \frac{N}{[N]^{b}_{hr} n_{fr}} = \frac{N}{0{,}58\sigma^{b}_{tr} F^{b}_{nt} n_{fr}}, \qquad (V.14)$$

où $N$ est l'effort de calcul ; $n_{fr}$, le nombre de plans de frottement.

Les règles de disposition des boulons sont les mêmes que pour les rivets (voir tableau V.2), avec la seule différence qu'on doit prévoir la possibilité du serrage des écrous avec une clé standard.

Les diamètres des trous de boulons sont indiqués au tableau V.9.

Les représentations graphiques des boulons sont illustrées dans le tableau V.10.

*Tableau V.9*

**Dimensions des boulons**

| Diamètre du boulon, mm | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 | 36 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section $F_{br}$, cm² | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 2,54 | 3,14 | 3,8 | 4,52 | 5,73 | 7,07 | 10,18 |
| Section $F_{nt}$, cm² | 0,86 | 1,18 | 1,6 | 1,97 | 2,49 | 3,08 | 3,59 | 4,67 | 5,69 | 8,08 |
| Diamètre recommandé du trou, mm | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 29,5 | 32,5 | 39,5 |

*Tableau V.10*

**Représentation graphique des boulons et des trous**

| Elément | Symbole | Observations |
|---|---|---|
| Boulons de force posés en atelier ou sur chantier | | — |
| Boulons provisoires assemblant quelques pièces pour l'expédition | | Ce symbole désigne des boulons de force sur un schéma de montage ou un dessin d'ensemble |
| Boulons hr | | — |
| Trou ovale | | — |

EXEMPLE V.3. Calculer l'attache de la membrure supérieure d'une ferme de toiture sur un poteau, réalisée avec des boulons de résistance normale (fig. V.11). Effort de calcul de traction dans la membrure $N = 100$ kN. Matériau de la construction et des boulons: acier BCт3.

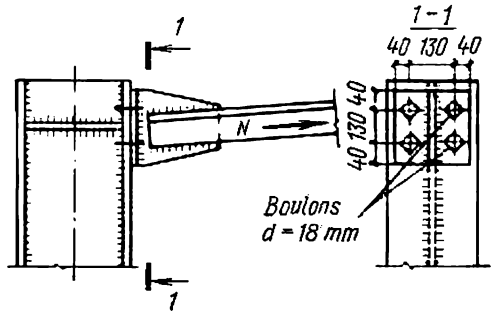



Fig. V.11. Pour l'exemple V.3

**Solution.** On retient le diamètre des boulons $d = 18$ mm avec $F_{nt} = 1{,}97$ cm².

On calcule le nombre de boulons pour l'attache de la membrure à l'aide de la formule (V.11):

$$n = \frac{N}{F_{nt} R_{tr}^{b}} = \frac{100}{1{,}97 \cdot 17} = 3.$$

Par raison de symétrie constructive, on prend quatre boulons $d = 18$ mm. Le diamètre des trous sera 20 mm.

### *4. Assemblages par boulons des constructions en aluminium*

Les pièces d'aluminium peuvent parfaitement être assemblées au moyen de boulons en aluminium ou en acier, à condition de prendre certaines précautions afin d'éviter la corrosion.

On utilise de plus en plus largement les boulons appelés lock-bolts, ou boulons à douille sertie en alliage de haute résistance (fig. V.12, *a*). La douille en alliage léger ductile est mise sur le

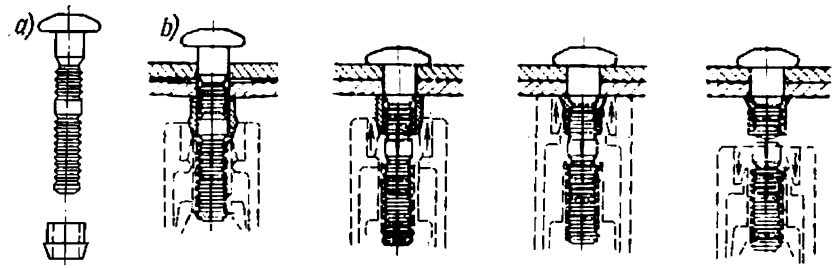



Fig. V.12. Séquence de pose d'un lock-bolt

boulon, ensuite elle est sertie à l'aide d'un pistolet spécial en comprimant les tôles assemblées. La contrainte de serrage est telle que la tige de boulon se rompt suivant la section étranglée (fig. V.12, *b*).

La disposition des boulons, les considérations constructives et les méthodes de calcul restent les mêmes que pour les rivets d'aluminium.

En assemblant des pièces en aluminium avec des boulons d'acier, on doit doter les boulons d'un revêtement zingué ou cadmié afin d'éviter la corrosion à l'endroit de contact aluminium-acier. Avant de serrer les boulons, on doit obligatoirement poser une rondelle, sinon, on risque d'abîmer les pièces en aluminium.

CHAPITRE VI

# POUTRES

## § 26. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES. OSSATURE DE POUTRES

### *1. Types de poutres*

Les poutres métalliques travaillant en flexion peuvent être *laminées* (poutrelles) ou *composées*. On cherche généralement à utiliser des poutrelles, plus faciles à fabriquer que les poutres composées (fig. VI.1, *a*). Or, la gamme des poutrelles produites étant limitée, le projeteur est amené à prévoir des poutres composées, rivées ou soudées, surtout dans les cas de fortes sections. Une poutre composée

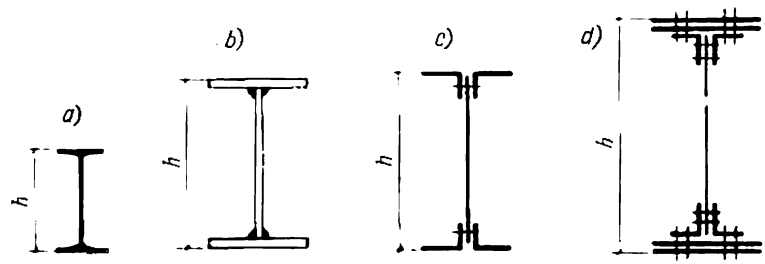



Fig. VI.1. Sections des poutres

est constituée de trois tôles : la tôle verticale s'appelle âme, et les deux tôles horizontales soudées sur l'âme s'appellent ailes (fig. VI.1, *b*). En construction rivée, une poutre à section en I se compose d'une tôle verticale (âme) et de cornières formant ailes, qui sont rapportées à l'âme par rivets (fig. VI.1, *c*). Si la charge prévue est importante, on augmente le module de résistance en ajoutant des semelles ou plates-bandes horizontales fixées par rivets sur les ailes des cornières (fig. VI.1, *d*). Les poutres soudées sont moins onéreuses que les poutres rivées, aussi ces dernières sont-elles réservées surtout aux constructions lourdes, ainsi qu'aux structures exposées aux fortes charges dynamiques et aux vibrations.

### *2. Dimensions générales*

Les dimensions générales d'une poutre sont sa *portée théorique* et la *hauteur de section*. La portée théorique $l$ (fig. VI.2) est la distance séparant les centres d'appuis.

La longueur d'une poutre $l_r$ (longueur réelle) est toujours supérieure à sa portée théorique. La longueur libre $l_0$ d'une poutre, ou la longueur nu au nu, est calculée en se basant sur les conditions d'exploitation de l'ouvrage, ainsi que sur des considérations d'ordre économique.

La hauteur de section $h$ est choisie de manière à minimiser la quantité de métal consommé (si le projet ne limite pas les dimensions de la poutre) et à garantir la rigidité requise de la poutre, définie par la valeur de sa flèche relative, ou rapport flèche-portée $f/l \leqslant \leqslant 1/n_0$. Les valeurs limites de $1/n_0$ sont réglementées par des normes (voir Annexe 3).

Le rapport flèche-portée dépend du rapport hauteur de section-portée. Soient $p$ la charge permanente uniformément répartie, et $q$

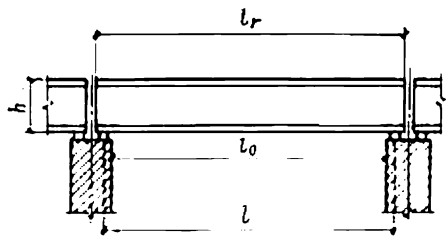



Fig. VI.2. Dimensions générales d'une poutre

la surcharge. Le moment fléchissant maximum d'une poutre à travées indépendantes sera

$$M = \frac{(pn_p + qn_q)\, l^2}{8} = \sigma W = \frac{\sigma 2J}{h}, \qquad \text{(VI.1)}$$

où $n_p$ et $n_q$ sont des coefficients de sécurité correspondants.

On a vu au chapitre I que le calcul des flèches est basé sur les charges nominales (ne tenant pas compte du coefficient de sécurité). A l'aide de la formule (VI.1), on cherche la flèche relative en fonction de la charge nominale et de la hauteur de section et on l'exprime en termes de contraintes de calcul :

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384}\frac{(p+q)^3}{EJ} = \frac{5}{48}\frac{Ml}{EJ}\frac{p+q}{pn_p+qn_q} = \frac{5}{24}\frac{\sigma l}{Eh}\frac{p+q}{pn_p+qn_q} \leqslant \frac{1}{n_0}. \qquad \text{(VI.2)}$$

On en déduit la hauteur de section minimale pour la flèche relative donnée :

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{\sigma l n_0}{E}\frac{p+q}{pn_p+qn_q}. \qquad \text{(VI.3)}$$

Etant donné que la résistance de calcul du matériau de la poutre doit être utilisée entièrement ($\sigma = R$) et que le rapport $R/E$ pour

l'acier 3 est égal à

$$\frac{R}{E} = \frac{21}{2{,}1 \cdot 10^4} = \frac{1}{1000},$$

on récrit la formule (VI.3) en posant $n_p = n_q$

$$h_{\min} = \frac{ln_0}{4800} \frac{1}{n_q}. \qquad \text{(VI.4)}$$

Avec une précision pratiquement suffisante, on recherche la flèche relative par la formule

$$\frac{f}{l} \leqslant \frac{M_n l}{10EJ} = \frac{\sigma_n l}{5Eh},$$

dans laquelle $M_n$ et $\sigma_n$ sont le moment et la contrainte provenant des charges nominales.

On trouve au tableau VI.1 les valeurs du rapport hauteur minimale-portée en fonction de la flèche relative $f/l = 1/n_0$ ; connaissant ces valeurs, on détermine la hauteur de section minimale de la poutre. Si la hauteur est inférieure à celle indiquée dans le tableau, on ne peut garantir la flèche relative nominale qu'en diminuant les contraintes, c'est-à-dire en augmentant la consommation de métal (voir formule (VI.3)).

*Tableau VI.1*

**Rapport de hauteur de section minimale d'une poutre à sa portée en fonction de la flèche (acier 3)**

| $f/l = 1/n_0$ | 1/1000 | 1/750 | 1/600 | 1/500 | 1/400 | 1/250 | 1/200 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $h_{\min}/l$ | 1/6 | 1/8 | 1/10 | 1/12 | 1/15 | 1/25 | 1/30 |

On ne réalise pas toujours une économie de métal en donnant à la poutre une hauteur de section minimale nécessaire le choix de la hauteur de section la plus rationnelle sera décrit au § 28.

### *3. Ossature de poutres*

En étudiant une construction formée de poutres, on doit, en se basant sur la destination de chaque poutre, établir leur disposition, choisir les dimensions générales et calculer les charges.

Les poutres constituant une ossature de plancher peuvent être parallèles ou croisées. L'ossature supporte un plancher en tôle métallique (aires de travail des ateliers, matériels de technique hydraulique), les hourdis en béton armé, etc. Elle se compose généralement de poutres d'étage (grande portée) et de solives (fig. VI.3, *a* à *c*). Les poutres reposent sur des appuis, et les solives, sur les poutres.

Il y a plusieurs types d'ossature d'étage :

1) type normal, les solives étant posées sur les poutres d'étage (fig. VI.3, *a*);

2) les solives sont posées dans le même plan que les poutres (fig. VI.3, *b*);

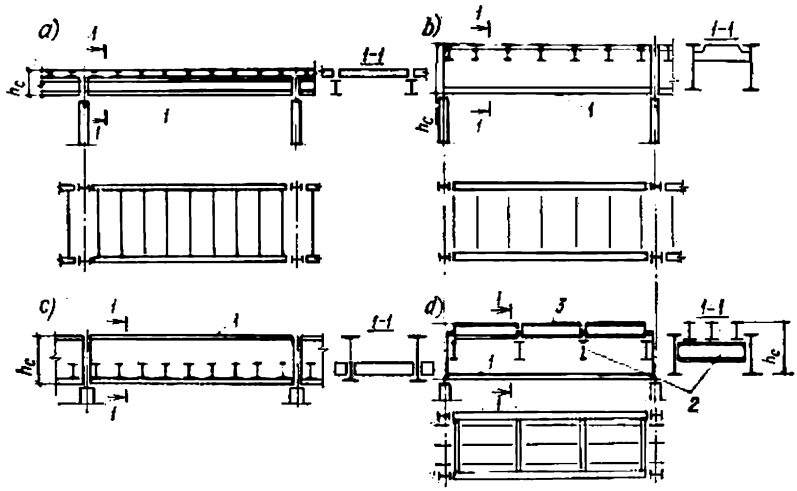



Fig. VI.3. Types d'ossatures de poutres:
*1* — poutre d'étage; *2* — solive; *3* — poutrelle de platelage; $h_c$ — hauteur de construction

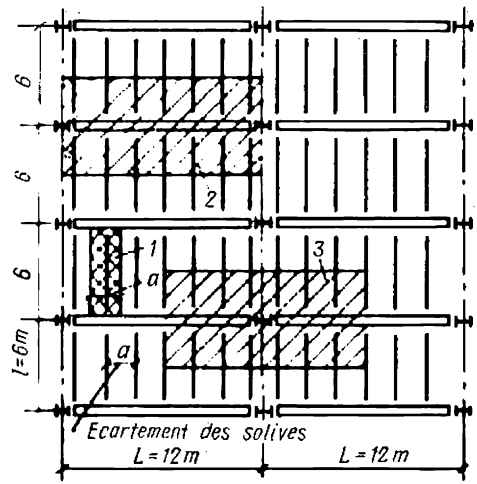



Fig. VI.4. Répartition de la charge sur les poutres d'une ossature

3) les solives sont placées dans le plan inférieur des poutres (fig. VI.3, *c*);

4) ossature complexe comprenant trois systèmes de poutres: poutres d'étage, solives, poutrelles de platelage (fig. VI. 3, *d*).

Le choix du type d'ossature est dicté par les considérations du prix, ainsi que par les cotes d'encombrement imposées par les conditions d'exploitation. La hauteur qu'il convient de ne pas dépasser est dite hauteur de construction.

**Calcul des charges.** Pour déterminer la charge appliquée sur une poutre, on admet que la charge agissant sur l'ossature est répartie uniformément sur toute la surface et l'on cherche l'aire d'influence pour chaque poutre. Sur la figure VI.4 l'aire d'influence *1* d'une solive (zone hachurée) est caractérisée par une largeur $a$ (écartement des solives) et une longueur $l$ (portée des solives). Chaque poutre d'étage a une aire d'influence correspondant à la zone *2*, et chaque poteau a une aire d'influence correspondant à la zone *3*. Le poids propre des poutrelles peut être négligé, car il est peu élevé.

### *4. Calcul du platelage*

Les tôles métalliques constituant le platelage sont posées et soudées sur les ailes des poutrelles (fig. VI.5, *a*). Le choix de l'épaisseur à donner au platelage est basé généralement sur la flèche admissible ; le calcul est fait en tenant compte des charges nominales.

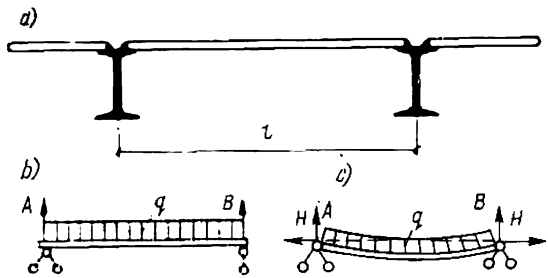



Fig. VI.5. Platelage en tôle

D'après les conditions du travail, le platelage est un cas transitoire entre une dalle (plaque) et une membrane (voile). Si la plaque chargée ne travaille qu'en flexion (fig. VI.5, *b*), la membrane travaille uniquement en traction axiale en produisant des efforts de poussée latérale $H$ qui doivent être reportés par des appuis fixes. Le platelage, lui, travaille simultanément à la flexion et à la traction axiale ; c'est en somme une construction élastique suspendue (fig. VI.5, *c*).

Une plaque possédant une épaisseur $\delta$ suffisante et une rigidité cylindrique en flexion

$$D = EJ_c = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$$

présente une flèche nettement inférieure à l'épaisseur (ou à la hauteur de section) : $f \ll \delta$. Cette condition est généralement vérifiée

lorsque le rapport portée-épaisseur reste dans les limites $l/\delta = 40$ à 50. Par contre, une membrane, étant très mince ($l/\delta > 300$), présente une flèche considérable $f > \delta$.

La flèche d'un platelage à rapport portée-épaisseur de $40 < l/\delta < 300$, sollicité en flexion et en traction, est du même ordre que l'épaisseur.

*Premier cas. Plaque travaillant en flexion (poussée latérale nulle)*, $l/\delta < 40$ à 50.

Soit un platelage de longueur appréciable, simplement appuyé sur ses deux bords (le rapport longueur-portée étant supérieur à 2). L'épaisseur à donner à la plaque est généralement choisie de manière à garantir sa bonne rigidité, c'est-à-dire la flèche admissible $[f/l] = 1/n_0$ d'une poutrelle à travées indépendantes large de 1 cm; on se base donc sur la charge nominale $q_n^0$ par cm², en kN/cm². La charge $q_n$ en kN/cm, répartie suivant la longueur sera donc égale à $q_n^0$ pour une largeur de la poutrelle $b = 1$ cm.

On a

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384}\frac{q_n l^3}{EJ_c} = \frac{5}{32}\frac{q_n l^3}{E_1 \delta^3} \leqslant \frac{1}{n_0},$$

où $1/n_0$ est la flèche relative, comprise généralement entre 1/150 et 1/200;

$$EJ_c = D = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{E_1\delta^3}{12};$$

avec le coefficient de Poisson $\mu = 0{,}3$ on a

$$E_1 = \frac{2{,}1 \cdot 10^4}{(1-0{,}3^2)} \text{ kN/cm}^2 = 2{,}3 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2;$$

on en déduit l'épaisseur minimale (en cm) et la contrainte correspondante dans la tôle (en kN/cm²):

$$\left.\begin{aligned} &\delta \geqslant \frac{l}{53}\sqrt[3]{q_n n_0}; \\ &\sigma = \frac{M}{W} = \frac{ql^2}{8}\cdot\frac{6}{\delta^2} = \frac{3}{4}q\left(\frac{l}{\delta}\right)^2. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VI.5)}$$

EXEMPLE VI.1. Soit à calculer un platelage de portée $l = 80$ cm supportant une charge $q_n^0 = 18$ kN/m² (1,8 tf/m²), la flèche admissible étant $[f/l] = 1/n_0 = 1/150$.

**Solution.** On cherche la charge appliquée sur une bande de largeur $b = 1$ cm, le moment fléchissant maximal $M$ et la contrainte dans la tôle:

$$q = \frac{q_n^0}{100 \cdot 100} = \frac{18}{10\,000} \text{ kN/cm} = 0{,}0018 \text{ kN/cm};$$

$$\delta \geqslant \frac{1}{53}\sqrt[3]{q_n n_0} = \frac{80}{53}\sqrt[3]{0{,}0018 \cdot 150} \text{ cm} = 0{,}975 \text{ cm}.$$

On pose $\delta = 1$ cm.

Le moment maximal est

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0{,}0018 \cdot 80^2}{8} \text{ cm} \cdot \text{kN} = 1{,}44 \text{ cm} \cdot \text{kN}.$$

Le module de résistance de la bande est

$$W = \frac{1 \cdot \delta^2}{6} = \frac{1}{6} = 0{,}167 \text{ cm}^3.$$

La contrainte est

$$\sigma = M/W = 1{,}44/0{,}167 \text{ kN/cm}^2 = 8{,}6 \text{ kN/cm}^2.$$

*Second cas. Flexion avec poussée latérale* ($40 < l/\delta < 300$). Le platelage doit être fixé de manière à éviter son déplacement horizontal. En plus du moment, on recherche la poussée latérale $H$ (fig. VI.5, *c*).

Pour calculer $H$, on admet que l'allongement d'une bande de tôle $\Delta l_H$ provoqué par la poussée latérale (traction) $H$ est égal à la différence des longueurs de la bande courbée et de la bande droite $\Delta l_M = L - l$ [66] :

$$\Delta l_H = \frac{Hl(1-\mu^2)}{E\delta},$$

$$\Delta l_M = \int_0^l (ds - dx) = \int_0^l \left( \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} - 1 \right) dx \approx \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx.$$

En donnant à l'axe déformé la forme d'une sinusoïde

$$y = f \sin \frac{\pi x}{l},$$

on a

$$\Delta l_M = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx = \frac{\pi^2}{4l} f^2.$$

De la Résistance des matériaux [64], on connaît une formule suffisamment précise qui définit la flèche maximale d'une poutre à extrémités articulées sollicitée par des charges transversales et par une force de traction $H$ :

$$f = f_0/(1 + \alpha), \tag{VI.6}$$

où $f_0 = \frac{M_p l^2}{10D}$ est la flèche provoquée au milieu de la bande uniquement par les charges transversales ; $\alpha = \frac{H}{H_E} = \frac{H}{\frac{\pi^2}{l^2} D} = \frac{Hl^2}{D\pi^2}$, le coefficient d'influence de la force longitudinale ; $H_E$ est le paramètre critique d'Euler qui tient compte de la sollicitation axiale éprouvée par le système.

On obtient donc la poussée latérale en fonction du coefficient $\alpha$ :

$$H = D\alpha \frac{\pi^2}{l^2} \approx 10 \frac{D\alpha}{l^2}. \tag{VI.7}$$

Le moment fléchissant maximal $M_{max}$ dépend, lui aussi, du coefficient $\alpha$ :

$$M_{max} = M_p - \frac{Hf_0}{1+\alpha} = M_p - \frac{10D\alpha}{l^2}\,\frac{M_p l^2}{10D}\cdot\frac{1}{1+\alpha} = \frac{M_p}{1+\alpha}, \quad \text{(VI.8)}$$

où $M_p$ est le moment de la poutre provoqué par les charges transversales.

On cherche le coefficient d'influence de la force longitudinale $\alpha$ en égalant $\Delta l_H = \Delta l_M$ et en introduisant la valeur de $\alpha$

$$\alpha = \frac{Hl^2}{D\pi^2};$$

$$\frac{Hl(1-\mu^2)}{E\delta} = \frac{\pi^2}{4l}\left(\frac{f_0}{1+\alpha}\right)^2.$$

On obtient alors une équation cubique qu'on résout sans difficulté par la méthode d'essai :

$$\alpha(1+\alpha)^2 = \frac{3f_0^2}{\delta^2}. \quad \text{(VI.9)}^1$$

La contrainte provoquée par la traction et la flexion est calculée par la formule

$$\sigma = \sigma_H + \sigma_M = \frac{H}{\delta} + \frac{6M_{max}}{\delta^2} \leqslant R.$$

En choisissant les dimensions à donner au platelage, pour déterminer le coefficient $\alpha$ et la rigidité cylindrique, on se donne une valeur de l'épaisseur $\delta$ de la tôle.

Pour faciliter cette tâche, S. Leïtes a tracé, sur la base de la solution de Boubnov-Timoshenko, les courbes des charges nominales appliquées sur un platelage pour différentes valeurs de flèche relative admissible $1/n_0$ en fonction du rapport portée-épaisseur $l/\delta$. A. Téloïan a déduit une équation fort utile donnant avec bonne approximation la valeur de $l/\delta$ en fonction de $n_0$ donné égal à $[l/f]$ :

$$\frac{1}{\delta} = \frac{4n_0}{15}\left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q_n}\right). \quad \text{(VI.10)}$$

EXEMPLE VI.2. Calculer un platelage de portée $l = 120$ cm pour une charge nominale $q_n^0 = 24$ kN/m² (2,4 tf/m²), la flèche relative admissible étant $1/n_0 = 1/150$.

**Solution.** 1. A l'aide de la formule (VI.10), en posant $n_0 = 150$, on obtient

$$\frac{1}{\delta} = \frac{4n_0}{15}\left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q_n}\right) = \frac{4\cdot 150}{15}\left(1 + \frac{72\cdot 2{,}3\cdot 10^4}{150^4\cdot 0{,}0024}\right) = 94{,}7 \approx 95;$$

l'épaisseur à donner au platelage sera donc approximativement $\delta = l/95 = 120/95 = 1{,}26$ cm.

En prenant $\delta = 1{,}2$ cm, on vérifie la solution adoptée.

---

[1] Bien qu'approchée, cette équation est remarquablement précise. Le coefficient $\alpha$ est lié au paramètre $u^2 = \pi^2\alpha/4$ introduit par I. Boubnov pour les problèmes de ce type. Pour $u < 12$ (ou $\alpha < 60$) l'erreur est inférieure à 0,3 %.

2. On cherche la poussée latérale $H$ et les contraintes dans la tôle. Le moment de poutre dans une bande large de 1 cm est

$$M_p = \frac{q_n l^2}{8} = \frac{0{,}0024 \cdot 120^2}{8} \text{ cm} \cdot \text{kN} = 4{,}34 \text{ cm} \cdot \text{kN}.$$

La flèche due uniquement aux charges transversales est

$$f_0 = \frac{M_p l^2}{10D} = \frac{4{,}34 \cdot 120^2}{10 \cdot 3300} \text{ cm} = 1{,}88 \text{ cm},$$

où

$$D = \frac{E_1 \delta^3}{12} = \frac{2{,}3 \cdot 10^4 \cdot 1{,}2^3}{12} \text{ kN/cm}^2 = 3300 \text{ kN/cm}^2.$$

Par la méthode d'essai, on recherche $\alpha$ dans (VI.9) :

$$\alpha (1+\alpha)^2 = \frac{3f_0^2}{\delta^2} = \frac{3 \cdot 1{,}88^2}{1{,}2^2} = 7{,}36 ; \quad \alpha = 1{,}35.$$

La flèche totale est

$$f = \frac{f_0}{1+\alpha} = \frac{1{,}88}{1+1{,}35} = 0{,}8 \text{ cm},$$

ce qui vérifie la condition $[f/l] = 0{,}8/120 = 1/150$.

D'après (VI.7), la poussée latérale est

$$H = \frac{10D\alpha}{l^2} = \frac{10 \cdot 3300 \cdot 1{,}35}{120^2} \text{ kN} = 3{,}09 \text{ kN}.$$

Le moment au centre de la bande, conformément à (VI.8), est

$$M = \frac{M_p}{1+\alpha} = \frac{4{,}34}{1+1{,}35} \text{ cm} \cdot \text{kN} = 1{,}89 \text{ cm} \cdot \text{kN}.$$

Les contraintes sont :

$$\sigma = \sigma_H + \sigma_M = \frac{H}{\delta} + \frac{M \cdot 6}{\delta^2} = \frac{3{,}09}{1{,}2} + \frac{1{,}89 \cdot 6}{1{,}2^2} =$$

$$= 2{,}57 + 7{,}9 \text{ kN/cm}^2 = 10{,}47 \text{ kN/cm}^2.$$

## § 27. POUTRES D'ACIER LAMINÉES

Les poutres laminées sont constituées par des profilés en I (poutrelles) ou en U. Le profilé en I est plus rationnel, en raison de sa symétrie. D'autre part, un profilé en U résiste mieux à la flexion déviée. Le calcul d'une poutre laminée se réduit à la détermination du numéro de profilé à utiliser ; ceci fait, il reste à vérifier la résistance, la rigidité et la stabilité.

### *1. Calcul et choix de la section*

Après avoir déterminé le type de la poutre, sa portée théorique et la charge de calcul, on cherche le moment fléchissant maximal de calcul $M$. Connaissant $M$, on détermine le module de résistance minimal nécessaire

$$W_n \geqslant M/R. \qquad \text{(VI.11)}$$

Dans le cas où il est possible de prendre en compte le développement des déformations plastiques (voir § 11), on a

$$W_n \geqslant M/(1{,}12R). \qquad \text{(VI.11')}$$

D'après le module de résistance nécessaire $W_n$, on choisit au catalogue le profilé le plus voisin possédant un module de résistance réel $W$ égal ou supérieur à $W_n$.

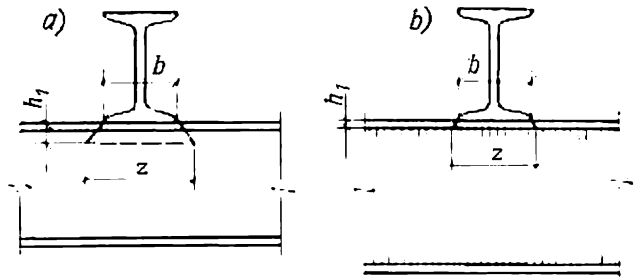



Fig. VI.6. Pression locale exercée sur une poutre

*Vérification de la résistance.* Après avoir choisi la section, on détermine la contrainte réelle dans la poutre en cherchant à vérifier l'inégalité

$$\sigma = M/W \leqslant R \quad \text{ou} \quad \sigma = M/(1{,}12W) \leqslant R. \qquad \text{(VI.12)}$$

Si la charge est concentrée sur un point de l'âme dépourvu de raidisseur (fig. VI.6), il y a lieu de vérifier la résistance à la pression locale à l'aide de la formule

$$\sigma_l = P/(\delta z) \leqslant R, \qquad \text{(VI.13)}$$

dans laquelle $\sigma_l$ est la contrainte perpendiculaire à l'axe de la poutre dans l'âme chargée ; $P$ la charge de calcul concentrée ; $\delta$ l'épaisseur de l'âme ; $z = b + 2h_1$, où $b$ est la longueur de la partie chargée de la poutre, $h_1$ la distance entre la tranche extérieure de l'aile et l'origine du congé de l'âme (pour une poutrelle ; voir fig. VI.6 et Annexe 15).

*Vérification de la rigidité.* Elle consiste à contrôler que la flèche relative de la poutre ne dépasse pas la flèche nominale.

*Vérification au flambement.* Si la membrure supérieure de la poutre n'est pas fixée de manière à éviter une flexion latérale, la poutre risque de céder au flambement quand la charge devient critique.

On vérifie la poutre au flambement par la formule

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_p W_{br}} \leqslant R. \qquad \text{(VI.14)}$$

Les valeurs du coefficient $\varphi_p$ pour les poutrelles sont déterminées au § 29, n° 1.

Lorsque $\varphi_p$ n'est pas grand, on doit prévoir des tirants horizontaux pour immobiliser la membrure comprimée.

Le calcul au flambement est inutile si la charge statique est transmise par l'intermédiaire d'un platelage rigide continu reposant sur l'aile comprimée de la poutre (hourdis en béton armé, tôle d'acier, etc.).

EXEMPLE VI.3. Soit à déterminer et à calculer une ossature de plancher en poutres (sauf pour les poutres d'étage) destinée à supporter un platelage métallique à cellules de 12 × 6 m. La charge nominale $q = 20$ kN/m² = 2 tf/m² est uniformément répartie sur toute la surface. Coefficient de sécurité $n = 1{,}2$.

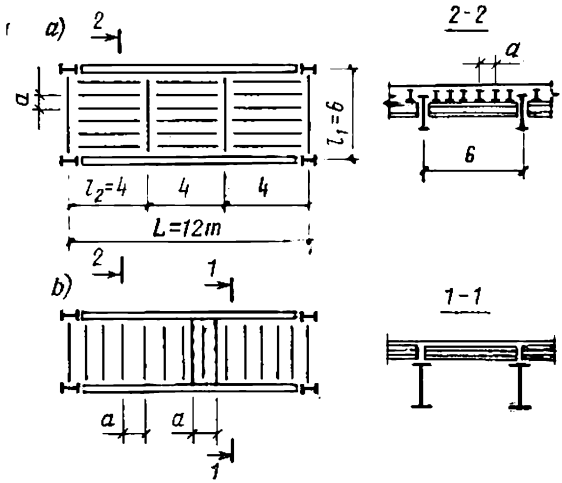



Fig. VI.7. Pour l'exemple VI.3

Epaisseur minimale du platelage $\delta = 8$ mm. Matériau : acier BCт3. Flèches relatives admissibles : pour le platelage $f/l = 1/n_0 = 1/150$, pour les poutrelles de platelage et les solives $1/n_0 = 1/250$.

**Solution.** On choisit préalablement deux types d'ossature : une ossature complexe (fig. VI.7, *a*) et une ossature normale à solives reposant sur les poutres d'étage (fig. VI.7, *b*).

Première variante.

1. Calcul du platelage et des poutrelles de platelage. L'épaisseur minimale du platelage $\delta = 8$ mm impose la longueur maximale de la portée $a$ définie par la condition de flèche. De la formule (VI.5) il vient

$$a = \frac{\delta 53}{\sqrt[3]{qn_0}} = \frac{0{,}8 \cdot 53}{\sqrt[3]{0{,}002 \cdot 150}} = 63{,}5 \text{ cm}.$$

Ici $q$ est la charge en kN/cm exercée sur une bande de 1 cm de large :

$$q = \frac{q_0}{10\,000} = \frac{20}{10\,000} \text{ kN/cm} = 0{,}002 \text{ kN/cm}.$$

Posons $a = 60$ cm.

La portée de la poutrelle de platelage $l_2 = 4$ m. La charge de calcul sur celle-ci est

$$q_1 = q_0 n_q a = 20 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 \text{ kN/m} = 14{,}4 \text{ kN/m}.$$

Le moment fléchissant maximal

$$M=\frac{q_1 l_2^2}{8}=\frac{14{,}4\cdot 4^2}{8}\ \text{m}\cdot\text{kN}=28{,}8\ \text{m}\cdot\text{kN}.$$

Le module de résistance nécessaire

$$W_\text{n}=\frac{M}{1{,}12R}=\frac{2880}{1{,}12\cdot 21}\ \text{cm}^3=123\ \text{cm}^3.$$

On choisit un profilé en I n° 18 avec $W = 143$ cm³ d'une masse $g = 18{,}4$ kg par m.

La contrainte de calcul dans la poutrelle

$$\sigma=\frac{M}{1{,}12W}=\frac{2880}{1{,}12\cdot 143}\ \text{kN/cm}^2=18\ \text{kN/cm}^2<21\ \text{kN/cm}^2.$$

On vérifie maintenant la rigidité de la poutrelle, qui est garantie en calculant la hauteur de section minimale par la formule (VI.4):

$$h_\text{min}=\frac{l_2 n_0}{4800}\cdot\frac{1}{n_q}=\frac{400\cdot 250}{4800\cdot 1{,}2}\ \text{cm}=17{,}4\ \text{cm}<18\ \text{cm}.$$

On constate que la section choisie vérifie les conditions de résistance et de rigidité.

2. Calcul des solives. La disposition serrée des solives permet de considérer que la charge est uniformément répartie sur chaque solive. La portée d'une solive $l_1 = 6$ m. La charge de calcul répartie suivant la longueur de la solive

$$q = q_0 n_q l_2 = 20\cdot 1{,}2\cdot 4\ \text{kN/m} = 96\ \text{kN/m}.$$

Le moment fléchissant maximal

$$M=\frac{96\cdot 6^2}{8}\ \text{m}\cdot\text{kN}=432\ \text{m}\cdot\text{kN}.$$

Le module de résistance nécessaire

$$W_\text{n}=\frac{M}{1{,}12R}=\frac{43\,200}{1{,}12\cdot 21}\ \text{cm}^3=1835\ \text{cm}^3.$$

On choisit un profilé en I n° 55 avec $W = 2000$ cm³ d'une masse $g_2$ = 89,8 kg par m.

La hauteur de section minimale de la solive vérifiant la condition de rigidité est

$$h_\text{min}=\frac{l_1 n_0}{4800}\cdot\frac{1}{n_q}=\frac{600\cdot 250}{4800\cdot 1{,}2}\ \text{cm}=26\ \text{cm}<55\ \text{cm}.$$

La contrainte de calcul dans la solive

$$\sigma=\frac{M}{1{,}12\cdot W}=\frac{43\,200}{1{,}12\cdot 2000}\ \text{kN/cm}^2=19{,}3\ \text{kN/cm}^2<21\ \text{kN/cm}^2.$$

Le calcul au flambement n'est pas nécessaire, car les solives sont bien fixées dans le plan horizontal.

3. Consommation de métal. Comme critère de consommation, on retient la masse de la construction par m²:

— platelage: $78{,}5\cdot 0{,}8\ \text{kg/m}^2 = 62{,}8\ \text{kg/m}^2$;

— poutrelles de platelage: $g_1/a = (18{,}4 : 0{,}6)\ \text{kg/m}^2 = 30{,}7\ \text{kg/m}^3$;

— solives: $g_2/l_2 = (89{,}8 : 4)\ \text{kg/m}^2 = 22{,}5\ \text{kg/m}^2$.

La consommation générale d'acier dans la première variante est

$$g=62{,}8+30{,}7+22{,}5=116\ \text{kg/m}^2.$$

Deuxième variante.

Avec le même écartement des poutrelles de platelage, la condition de rigidité $1/n_0 = 1/250$ est vérifiée en choisissant un profilé en I n° 27 d'une masse 31,5 kg par m.

La consommation générale d'acier en deuxième variante est

$$g = 62{,}8 + 31{,}5/0{,}6 = 115{,}3 \text{ kg/m}^2.$$

On retient finalement la seconde variante: en effet, la deuxième construction est plus facile et plus rapide à réaliser, tandis que les consommations de métal sont les mêmes.

## 2. *Joints de poutrelles*

Les joints de poutrelles sont réalisés par soudure ou par rivets. Le type le plus simple d'un joint est un aboutement droit (fig. VI.8, *a*). Son emploi est réservé cependant à un point de la poutrelle où la

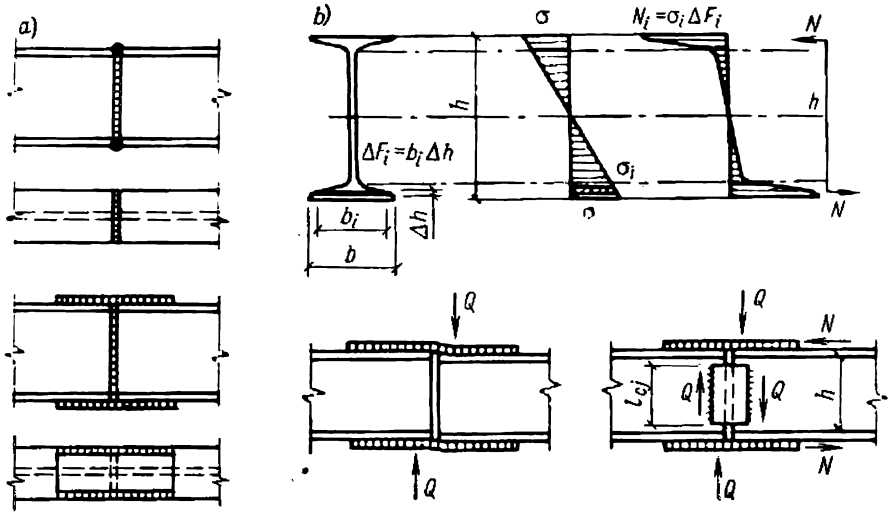



Fig. VI.8. Aboutement des poutrelles:
*a*) soudure bout à bout; *b*) soudure avec couvre-joints

contrainte ne dépasse pas la valeur de contrainte admissible dans la soudure, c'est-à-dire là où le moment ne dépasse pas la valeur

$$M = M_{\max} \frac{R^s_{tr}}{R} = 0{,}85 M_{\max}.$$

Si l'on ne peut pas éviter un joint soudé au milieu de la poutrelle, c'est-à-dire au droit du moment maximal $M_{\max}$, on pose des couvre-joints horizontaux de renforcement (fig. VI.8, *b*). Les dimensions des couvre-joints doivent être telles que les contraintes dans les cordons de soudure bout à bout ne soient pas supérieures à la résistance de calcul $R^s_{tr}$.

Etant donné que le moment est repris en partie par la soudure et en partie par les couvre-joints, on a $WR^{s}_{tr} + N_{cj}h = M_{max}$. On détermine l'effort sollicitant chaque couvre-joint : $N_{cj} = M_{max}/h - (WR^{s}_{tr})/h$ et l'aire minimale nécessaire de la section des couvre-joints :

$$F_{cj} \geqslant N_{cj}/R^{s}_{tr} = M_{max}/(hR^{s}_{tr}) - W/h. \qquad (VI.15)$$

Ici $h$ est la hauteur de poutrelle ; $W$, le module de résistance de la section entière de la poutrelle.

L'effort de calcul pour les soudures d'attache des couvre-joints

$$N = F_{cj}R^{s}_{tr}. \qquad (VI.16)$$

La séquence de soudage est essentielle pour la bonne résistance du joint soudé. Par exemple, en soudant une poutrelle, on commence par l'âme, puis on soude les ailes. Si cette succession n'est pas observée, il se produit de très fortes contraintes de traction dans l'âme, qui occasionnent bien souvent des fissures.

Il est plus facile de réaliser un joint de poutrelles sans soudure bout à bout, à l'aide de couvre-joints. Dans ce cas les couvre-joints doivent transmettre le moment $M$ et l'effort tranchant $Q$ sollicitant le joint.

Le moment fléchissant est reporté presque totalement par les ailes de la poutrelle (voir l'épure des résultantes des efforts intérieurs $N_i$ sur la figure VI.8, *b*). L'effort dans les ailes (en laissant une certaine réserve) est égal à

$$N = M/h,$$

où $h$ est la hauteur de la poutrelle.

On calcule l'aire de la surface d'un couvre-joint par l'équation

$$F_{cj} \geqslant N/R = M/(hR).$$

En plus d'un moment, le joint doit transmettre un effort tranchant $Q$, sinon une déformation de cisaillement peut se produire. L'effort tranchant est repris par des couvre-joints verticaux qu'on soude sur les deux faces de l'âme (fig. VI.8, *b*). Les joints soudés doivent résister alors au cisaillement provenant de la force transversale. Ce type de joint est uniquement réservé au cas de la charge statique.

### *3. Nœuds d'appui et attaches de poutrelles*

Lorsque les poutrelles sont appuyées directement sur un mur de maçonnerie ou une plaque de béton, la surface d'appui doit être suffisamment grande pour transmettre la pression. Généralement, une plaque de répartition est soudée sur la poutrelle (fig. VI.9, *a*). Ses dimensions sont telles que la pression développée sous la plaque

soit inférieure à la résistance de calcul à la compression du matériau du mur.

La plaque doit être suffisamment épaisse pour résister à la flexion due aux forces de réaction agissant de bas en haut (fig. VI.9, *b*). Une plaque de forte longueur sera munie de raidisseurs pour éviter sa déformation excessive (fig. VI.9, *c*).

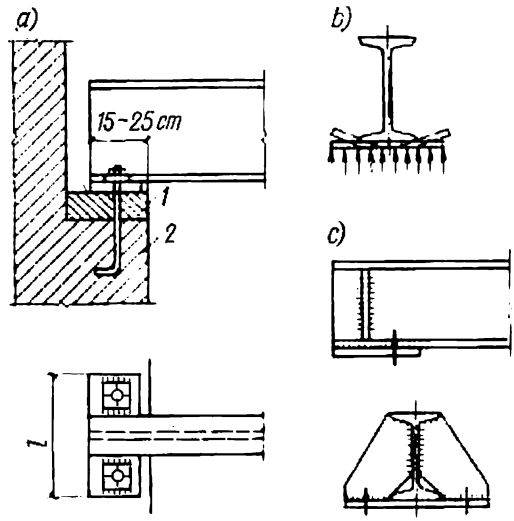



Fig. VI.9. Nœuds d'appui des poutrelles:
*1* — plaque de répartition en béton; *2* — maçonnerie du mur

L'appui d'une poutrelle à travées indépendantes sur des constructions en acier peut être réalisé de différentes façons:

— appui direct sur une poutre d'étage (fig. VI.10, *a*);
— assemblage de l'âme par boulons ou rivets (fig. VI.10, *c* et *e*);
— appui sur un tasseau (fig. VI.10, *f* et *g*).

L'appui direct sur une poutre d'étage est la solution la plus simple; il est réalisé soit à l'aide de boulons (fig. VI.10, *b*), soit par soudage sur chantier.

L'assemblage de l'âme par cornières et boulons bruts ou rivets (fig. VI.10, *c*) est largement utilisé. La pression d'appui est transmise par des cornières qu'on soude sur l'âme de la poutrelle en employant des gabarits, vu que toute déviation des cornières de la verticale conduit à des corrections très onéreuses sur le chantier.

L'attache représentée sur la figure VI.10, *c* est réalisée avec des cornières soudées sur l'âme; le cordon d'attache est sollicité non seulement par un cisaillement provenant de la réaction d'appui $A$, mais aussi par une flexion due au moment $Ae$. Le cordon frontal en bout de la poutrelle n'est pas pris en considération. On contrôle la résistance de la soudure de force à la résultante des contraintes conju-

guées en utilisant une formule conventionnelle (fig. VI.10, *d*)

$$\sigma_{\text{rés}} = \sqrt{\sigma_c^2 + \tau_c^2} \leqslant R_{an}^s \qquad . \quad \text{(VI.17)}$$

dans laquelle

$$\sigma_c = \frac{M}{W_c} = \frac{Ae}{2\frac{0{,}7h_c l_c^2}{6}} = \frac{3Ae}{0{,}7h_c l_c^2}\ ; \quad \tau_c = \frac{A}{2 \cdot 0{,}7h_c l_c}\ .$$

L'âme de la poutrelle peut aussi être raccordée directement à une nervure (fig. VI.10, *e*) ou à un autre élément saillant de la char-

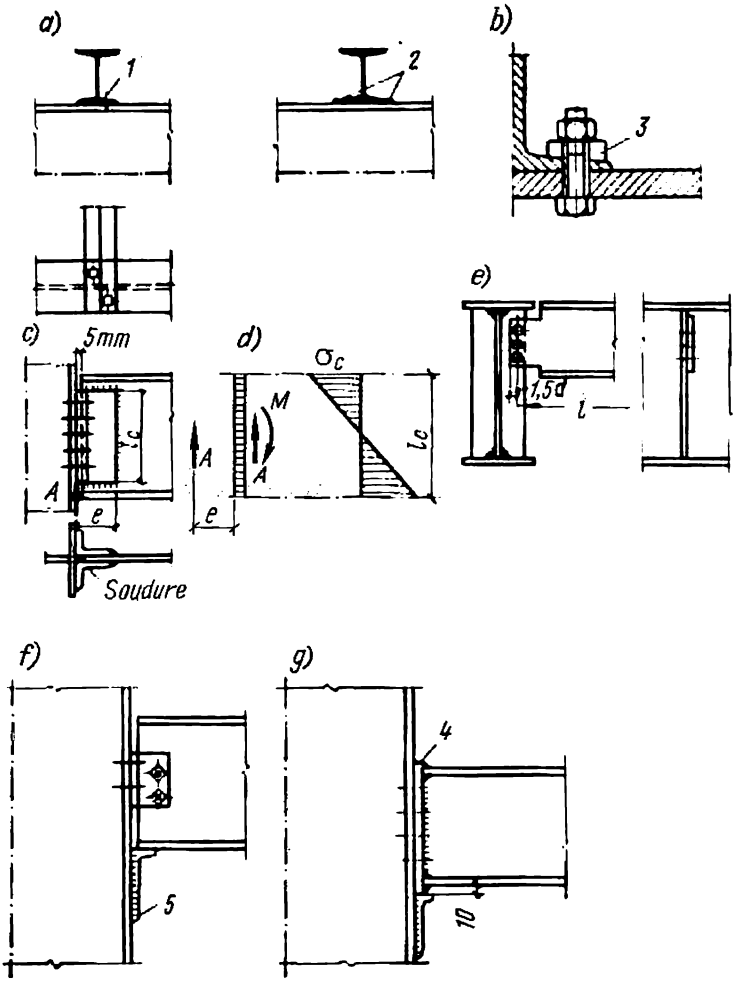



Fig. VI.10. Assemblages articulés des poutrelles:
*1* — boulon; *2* — cordons de soudure; *3* — cale à face inclinée (découpée dans une aile de poutrelle); *4* — bord; *5* — tasseau en cornière de forte section (aile coupée)

pente. Dans ce cas on supprime les ailes de la poutrelle, en découpant de préférence l'âme et non pas les ailes elles-mêmes.

Dans les solutions montrées sur les figures VI.10, *c* et *e* les boulons d'attache sont calculés au cisaillement dû à la réaction d'appui de la poutrelle, majorée de 20 % (pour tenir compte de la faible longueur d'encastrement).

Un raccordement facile à réaliser sur chantier est montré sur la figure VI.10, *f* et *g*; la pression d'appui est reprise intégralement par un tasseau soudé à l'avance.

La solution montrée sur la figure VI.10, *g* garantit une transmission parfaite de la pression sur le tasseau; la face inférieure du bord d'appui doit être rabotée afin d'assurer un portage parfait.

Un raccordement direct d'une poutrelle sur la charpente par soudage suivant le contour est absolument exclu, car une telle solution aurait exigé l'exécution simultanée, sur le chantier, de trois opérations distinctes: le levage, la mise de niveau, le soudage, ce qui est pratiquement impossible. En outre, la fabrication d'une telle poutrelle exige un découpage de précision.

### *4. Poutres laminées ajourées*

Les poutres laminées ajourées sont de plus en plus utilisées en bâtiment. On fabrique une telle poutre en coupant l'âme d'une poutrelle en zigzag suivant *ab* (fig. VI.11, *a*), en écartant les moitiés de la poutrelle et en les ressoudant ensemble (fig. VI.11, *b*). L'aire de section restant la même, la poutre ajourée présente un moment d'inertie et un module de résistance nettement supérieurs à ceux de la poutrelle.

Pendant un certain temps, l'application des poutres ajourées était freinée par les difficultés de fabrication et un prix prohibitif: le problème principal consiste dans le gondolement de la poutre coupée à cause des fortes contraintes internes. Le dressage d'une poutre dans le plan de l'âme est fort difficile.

Le mannequin de coupage proposé par l'Institut VNIKTIStalkonstrouktsia (fig. VI.11, *c*) permet de fabriquer deux poutres à la fois. Pendant le coupage, les ailes des poutrelles sont immobilisées, ce qui garantit l'absence de gondolement. Après le coupage, on retourne le guide et l'on soude les moitiés après avoir fait coïncider les âmes. Cette méthode de fabrication s'est avérée très efficace.

Le calcul et le choix de section d'une poutre ajourée sont faits par une méthode analogue au cas d'une ferme non triangulée, en considérant que les nœuds aux angles des montants sont parfaitement rigides et que les moments au milieu du panneau des membrures et des montants sont nuls.

La contrainte dans la section dangereuse (fig. VI.11, *b*) sera alors

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{N}{F_T} + \frac{Q}{2}\frac{b}{2}\frac{1}{W_T} = \frac{M}{h_0 F_T} + \frac{Qb}{4W_T} \leqslant mR,$$

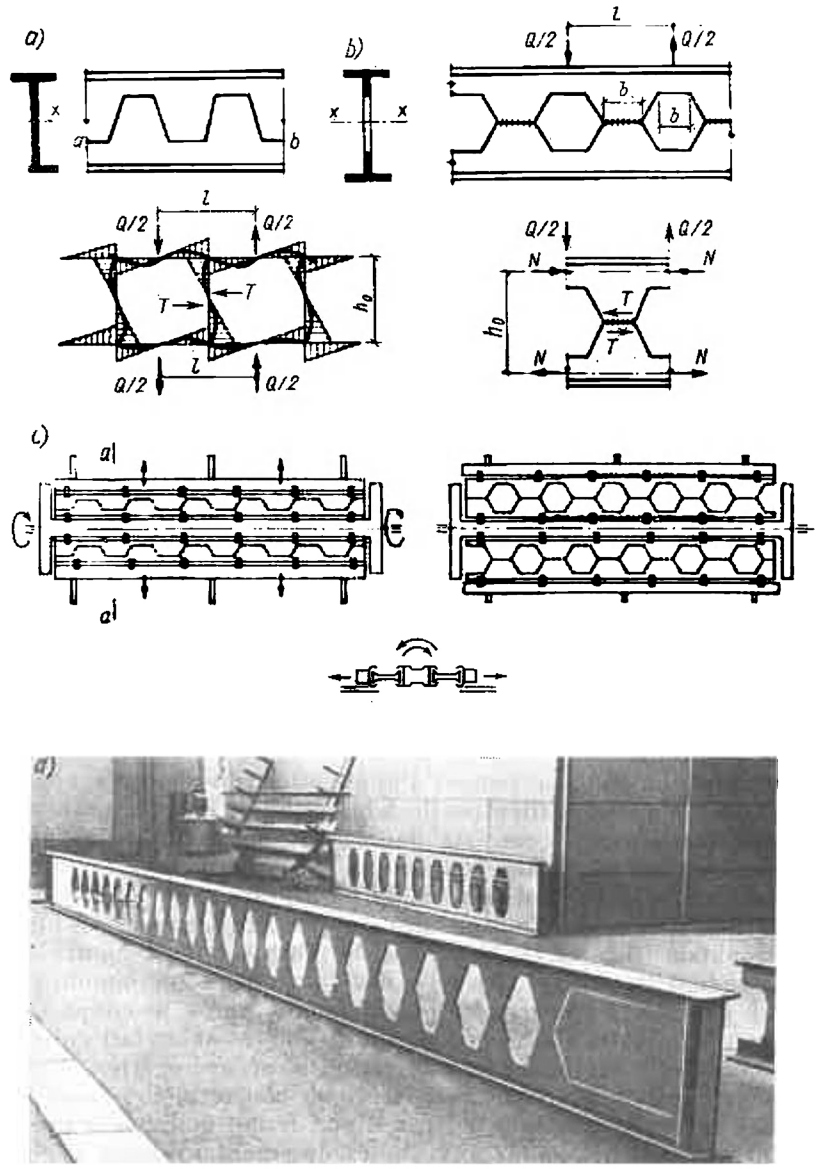



Fig. VI.11. Fabrication des poutres laminées ajourées:
*a*) coupe de l'âme en zigzag suivant *ab*; *b*) ajourage de la poutre; *c*) principe de fonctionnement du mannequin; *d*) vue d'ensemble

où $F_T$ et $W_T$ sont l'aire de section et le module de résistance de la section en T.

Les soudures des âmes sont vérifiées par la formule

$$\tau = \frac{T}{b\delta_{\text{âme}}} = \frac{Ql}{h_0 b \delta_{\text{âme}}} \leqslant R^s_{\text{cis}},$$

dans laquelle $\delta_{\text{âme}}$ est l'épaisseur de l'âme.

L'emploi des poutres laminées ajourées est recommandé dans les cas des charges statiques.

## § 28. POUTRES D'ACIER COMPOSÉES

### *1. Dimensions générales*

Les poutres composées sont soudées (le plus souvent) ou rivées. Leurs dimensions générales sont choisies en se basant sur les rapports les plus rationnels (optimaux) des dimensions de l'ouvrage.

Dans un bâtiment industriel, la longueur des travées dépend de l'usage du bâtiment. Généralement, la hauteur minimale d'une poutre vérifiant la condition de rigidité, choisie à l'aide du tableau VI.1 ou de la formule (VI.4), n'est pas optimale du point de vue de la consommation du matériau. La section optimale d'une poutre est définie par :

— l'aire de section minimale pour le module de résistance donné $W_n = M/R$ ;

— la répartition optimale de cette aire entre l'âme et les ailes (membrures), qui dépend de la hauteur $h$ et de l'épaisseur de l'âme.

Introduisons deux notions : la flexibilité de l'âme (rapport de sa hauteur à son épaisseur)

$$k_{\text{âme}} = h/\delta \qquad \text{(VI.18)}$$

et le coefficient de répartition du matériau dans la section de la poutre

$$\alpha = F_{\text{âme}}/F = h\delta/F. \qquad \text{(VI.19)}$$

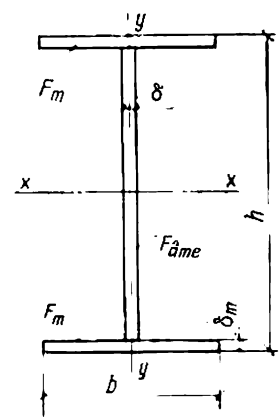



Fig. VI.12. Section d'une poutre composée soudée en I

Soit $F$ l'aire de section d'une poutre soudée en I (fig. VI.12) ; l'aire de section d'une membrure sera alors $F_m = 0{,}5\,(F - h\delta)$.

Négligeant les faibles moments d'inertie des membrures par rapport à leurs propres axes et identifiant la hauteur de la poutre avec celle de l'âme, on définit avec précision suffisante le module de résistance de la poutre :

$$W = 2\left[F_m\left(\frac{h}{2}\right)^2\right]\frac{2}{h} + \frac{\delta h^3}{12}\,\frac{2}{h} = F_m h + \frac{\delta h^2}{6} = \frac{Fh}{2} - \frac{\delta h^2}{3}. \qquad \text{(VI.20)}$$

Portons dans la formule (VI.20) la valeur $\delta = h/k_{\text{âme}}$. Il vient

$$F = \frac{2W}{h} + \frac{2h^2}{3k_{\text{âme}}}. \qquad \text{(VI.21)}$$

Annulant la dérivée première par rapport à la hauteur (pour une flexibilité constante donnée de l'âme $k_{\text{âme}}$)

$$\frac{dF}{dh} = -\frac{2W}{h^2} + \frac{4}{3}\frac{h}{k_{\text{âme}}} = 0,$$

on cherche la hauteur optimale de la section symétrique de la poutre [9] :

$$h_{\text{opt}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k_{\text{âme}} W_n}. \qquad \text{(VI.22)}$$

En se donnant une flexibilité de l'âme $k_{\text{âme}}$ et en définissant la hauteur optimale correspondante, on détermine en même temps la

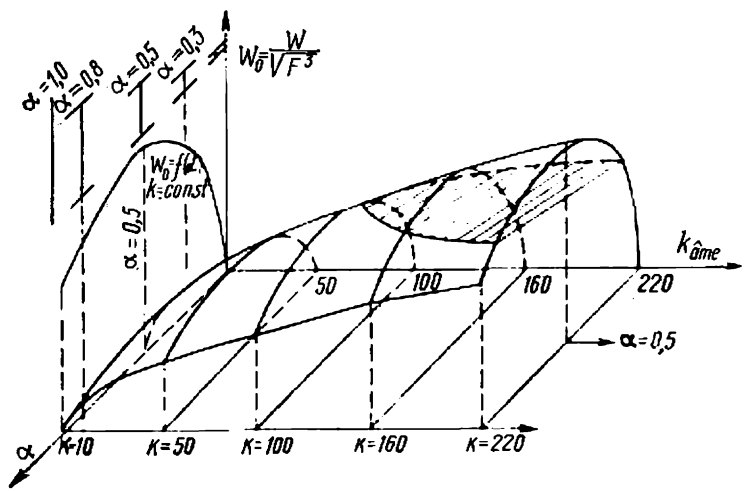



Fig. VI.13. Courbes du module de résistance spécifique

répartition optimale du matériau dans la section. Dans une poutre symétrique en I de hauteur optimale, le matériau est distribué à raison égale entre l'âme et les membrures ($\alpha = 0{,}5$). En effet, en vertu de la formule (VI.20) et en posant $F_{\text{âme}} = \alpha F$, on obtient

$$W = \frac{Fh}{2} - \frac{\delta h^2}{3} = Fh\left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3}\right)$$

ou, puisque $h = k_{\text{âme}}\delta$ ou $h^2 = k_{\text{âme}}\delta h = k_{\text{âme}}\alpha F$,

$$W = F\sqrt{k_{\text{âme}}\alpha F}\,(1/2 - \alpha/3) = \sqrt{F^3}\sqrt{k_{\text{âme}}\alpha}\,(1/2 - \alpha/3) = W_0\sqrt{F^3},$$

où (VI.23)

$$W_0 = W/\sqrt{F^3} = \sqrt{k_{\text{âme}}\alpha}\,(1/2 - \alpha/3). \qquad \text{(VI.24)}$$

Le module de résistance spécifique $W_0$ dépend de $k_{\text{âme}}$ et de $\alpha$; étant une grandeur sans dimension, il caractérise le choix rationnel de la section fléchie. On voit sur la figure VI.13 quelques courbes du module de résistance unitaire en fonction de la flexibilité de l'âme $k_{\text{âme}}$ et du coefficient $\alpha$; à chaque valeur de $k_{\text{âme}}$ il correspond un maximum relatif de $W_0$. Annulant la dérivée première par rapport au coefficient $\alpha$ ($k_{\text{âme}} = \text{const}$), on obtient un maximum relatif, c'est-à-dire une répartition optimale du matériau dans la section de la poutre:

$$\frac{dW_0}{d\alpha} = \sqrt{k_{\text{âme}}}\left(\frac{1}{4\sqrt{\alpha}} - \frac{\sqrt{\alpha}}{2}\right) = 0,$$

d'où $\alpha = 1/2$.

Tout écart de la valeur $\alpha = 0{,}5$ (pour $k_{\text{âme}} = \text{const}$) fait croître l'aire de section; inversement, une augmentation de $k_{\text{âme}}$ ($\alpha = \text{const} = 0{,}5$) fait diminuer l'aire de section. Vu que toute fonction continue admet de faibles écarts dans le voisinage de son minimum, il y a intérêt à adopter une hauteur de la poutre légèrement inférieure à la hauteur optimale (si elle vérifie la condition de flèche admissible). Un écart de 10 % de la hauteur optimale pour $k_{\text{âme}} = \text{const}$ fait croître l'aire de section d'environ 1,5 %; un écart de 20 %, de 5 à 6 %.

Une construction modulaire impose le choix de la hauteur des poutres composées en valeurs multiples de 100 mm. Dans un projet non type, il suffit que la hauteur de l'âme de la poutre soit exprimée en nombres ronds.

On voit donc qu'une poutre est d'autant plus rationnelle que $k_{\text{âme}} = h/\delta$ est plus grand. Dans la pratique, $k_{\text{âme}}$ est cependant limité par la nécessité de garantir la bonne stabilité de l'âme et sa résistance au cisaillement. Le choix de $k_{\text{âme}}$ est fortement influencé par l'épaisseur minimale de la tôle admissible du point de vue de la tenue aux corrosions, ainsi que par les conditions de la résistance à la pression locale due à une surcharge roulante (voir § 31, n° 2). Le plus souvent, l'épaisseur minimale de l'âme est $\delta = 8$ mm; quelquefois, on prend $\delta = 6$ mm. Les épaisseurs sont échelonnées de 2 mm en 2 mm. Une épaisseur exprimée par un nombre impair de mm (sans dépasser toutefois 15 mm) ne peut être tolérée qu'en commandant un lot d'acier important. Les valeurs de $k_{\text{âme}} = h/\delta$ confirmées par la pratique de la construction sont résumées au tableau VI.2.

Il est également possible de choisir l'épaisseur de l'âme en se servant d'une formule empirique qui traduit parfaitement l'augmentation de $k_{\text{âme}}$ avec la hauteur de la poutre:

$$\delta = 7 + 3h, \qquad \text{(VI.25)}$$

où $\delta$ est exprimé en mm et $h$ en m.

*Tableau VI.2*

**Tableau des valeurs pratiques de $k_{\text{âme}}$**

| $h$, m | 0,8 | 1 | 1,25 | 1,5 | 1,75 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\delta$, mm | 8 à 6 | 10 à 8 | 10 à 9 | 12 à 10 | 14 à 12 |
| $k_{\text{âme}}$ | 100 à 133 | 100 à 125 | 125 à 140 | 125 à 150 | 125 à 146 |
| $h$, m | 2 | 2,5 | 3 | 4 | 5 |
| $\delta$, mm | 14 | 16 à 14 | 18 à 16 | 20 | 24 à 22 |
| $k_{\text{âme}}$ | 143 | 156 à 178 | 166 à 187 | 200 | 208 à 227 |

Dans les cas de fortes charges concentrées, on est amené à vérifier la résistance de l'épaisseur minimale de l'âme en se basant sur l'effort tranchant maximal $Q$ (réaction d'appui) :

$$\delta_{\min} \geqslant \frac{3}{2} \frac{Q}{hR_{\text{cis}}}, \qquad \text{(VI.26)}$$

où $R_{\text{cis}}$ est la résistance de calcul au cisaillement de l'acier.

Cette formule concerne le cas où les contraintes tangentielles ne sont reprises que par l'âme.

Le choix de l'épaisseur à donner à l'âme est un facteur économique très important : une fois l'épaisseur $\delta$ choisie, la hauteur optimale et l'aire de section minimale (pour $\alpha = 0{,}5$) sont pratiquement imposées.

En effet, substituant la valeur $k_{\text{âme}} = h/\delta$ dans la formule (VI.22), on définit la hauteur optimale en fonction de l'épaisseur de l'âme :

$$h_{\text{opt}} = 1{,}23 \sqrt{W_{\text{n}}/\delta} \qquad \text{(VI.27)}$$

ou, en désignant une hauteur légèrement inférieure à la hauteur optimale,

$$h_{\text{opt}} = 1{,}15 \sqrt{W_{\text{n}}/\delta}. \qquad \text{(VI.28)}$$

Il est évident que l'épaisseur de l'âme doit être aussi faible que possible, tout en vérifiant les conditions de résistance et de stabilité (§ 29).

Dans une poutre de hauteur optimale moins grande que celle vérifiant la condition de raideur (flèche admissible), la répartition rationnelle du matériau se présente autrement que pour $\alpha = 0{,}5$. La section optimale est caractérisée alors par l'aire de section mini-

male pour un moment d'inertie $J$ donné, celui-ci définissant une section vérifiant la condition de flèche relative imposée $1/n_0 = f/l$. A l'aide de la formule (VI.2), on trouve une valeur approchée du moment d'inertie :

$$J_n = Mln_0/(10E). \qquad \text{(VI.29)}$$

On définit le moment d'inertie comme dans (VI.20), puis on exprime l'aire de section $F$ en fonction de $J$ et l'on annule la dérivée première :

$$\frac{dF}{dh} = -\frac{8J}{h^3} + \frac{4}{3}\frac{h}{k_{\text{âme}}} = 0. \qquad \text{(VI.30)}$$

Il vient

$$h_{\text{opt}} = \sqrt[4]{6Jk_{\text{âme}}} = \sqrt[3]{3Wk_{\text{âme}}} = 1{,}73\sqrt{W/\delta}. \qquad \text{(VI.31)}$$

Par analogie avec ce qui précède, on définit le moment d'inertie en fonction d'un moment d'inertie spécifique (sans dimension) : $J = J_0F^2$, où $J_0 = k_{\text{âme}}\alpha\,(1/4 - \alpha/6)$.

Pour $dJ/d\alpha = 0$, on a $\alpha = 3/4$ et $F_{\text{âme}} = 3/4F$.

Si la hauteur de la poutre est imposée et différente de la hauteur optimale, le coefficient $\alpha$ de répartition du matériau dans la section peut être recherché par la formule

$$\alpha = \frac{h^2}{k_{\text{âme}}F} = \frac{3}{2\left(1 + \dfrac{3W_n k_{\text{âme}}}{h^3}\right)}. \qquad \text{(VI.32)}$$

EXEMPLE VI.4. Soit à calculer la hauteur optimale d'une poutre de portée $l = 12$ m. Charge utile uniforme $q_0 = 160$ kN/m. Coefficient de sécurité $n = 1{,}3$. Acier BCT3. Flèche relative admissible $1/n_0 = 1/600$.

**Solution.** Choisissons au tableau VI.1 la hauteur minimale vérifiant la condition de raideur :

$$h_{\min} \geqslant \frac{1}{10}l = \frac{1}{10}12 = 1{,}2 \text{ m}.$$

On retient le poids propre de la poutre égal à 3 kN par m (d'après des projets analogues). La charge totale de calcul $q = 160 \cdot 1{,}3 + 3 \cdot 1{,}1 = 211{,}3$ kN/m. Ici, 1,1 est le coefficient de sécurité pour la charge permanente.

Le moment fléchissant maximal de calcul au milieu de la travée

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{211{,}3 \cdot 12^2}{8} = 3800 \text{ m} \cdot \text{kN}.$$

Le module de résistance nécessaire $W = 380\,000/21 = 18\,100$ cm$^3$.

On choisit dans le tableau VI.2 une valeur de $k_{\text{âme}}$ égale à 125 ou à 150.

Pour $k_{\text{âme}} = 150$

$$h_{\text{opt}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 150 \cdot 18\,100}{2}} = 160 \text{ cm}$$

et l'épaisseur de l'âme $\delta = h_{\text{opt}}/k_{\text{âme}} = 160/150 = 1{,}065$ cm.

Pour $k_{\text{âme}} = 125$

$$h_{\text{opt}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2}k_{\text{âme}}W_n} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 125 \cdot 18\,100}{2}} \text{ cm} = 151 \text{ cm}$$

et l'épaisseur de l'âme $\delta = h_{\text{opt}}/k_{\text{âme}} = 151/125$ cm $\approx 1{,}2$ cm.

Soit $\delta = 10$ mm. On a alors, d'après (VI.28),

$$h_{opt} = 1{,}15 \sqrt{W_n/\delta} = 1{,}15 \sqrt{18\,100/1} \text{ cm} = 155 \text{ cm}.$$

Pour $\delta = 12$ mm on a

$$h_{opt} = 1{,}15 \sqrt{\frac{18\,100}{1{,}2}} \text{ cm} = 142 \text{ cm}.$$

A l'aide de la formule (VI.26), on cherche l'épaisseur minimale nécessaire de l'âme vérifiant la condition de la plus grande contrainte tangentielle possible sur l'appui de la poutre, en prenant $h = 150$ cm ($Q = 1270$ kN, cf. l'exemple VI.5) :

$$\delta_{min} = \frac{3}{2} \frac{Q}{hR_{cis}} = \frac{3 \cdot 1270}{2 \cdot 150 \cdot 13} \text{ cm} = 0{,}975 \text{ cm}.$$

On prend la hauteur de la poutre $h = 1500$ mm et l'épaisseur de l'âme $\delta_{âme} = 10$ mm.

### *2. Choix de la section*

**Poutres soudées.** Connaissant le module de résistance nécessaire $W_n$, après avoir déterminé la hauteur de section optimale et l'épaisseur à donner à l'âme, on choisit une section rationnelle en I de la poutre soudée. Si la poutre est symétrique par rapport à son axe neutre, c'est-à-dire si les deux membrures sont identiques, il ne reste qu'à donner aux membrures des dimensions telles que le module de résistance total de la poutre ne soit pas supérieur au module nécessaire $W_n$. Le module total est défini de façon approchée en fonction de ceux de l'âme et des membrures (cf. (VI.20)).

On en déduit une valeur approchée de l'aire de section minimale nécessaire de chaque membrure (pour $\alpha = 0{,}5$) :

$$F_m = \frac{W_n}{h} - \frac{\delta_{âme} h}{6} = \frac{3}{4} \frac{W_n}{h} \qquad \text{(VI.33)}$$

ou, si la poutre est légèrement dissymétrique, celle des sections des deux membrures :

$$2F_m = \frac{3}{2} \frac{W_n}{h}. \qquad \text{(VI.34)}$$

Soit $b$ la largeur d'une membrure et $\delta_m$ son épaisseur ; on a alors $F_m = b\delta_m$.

Le rapport entre la largeur et l'épaisseur des membrures, qui assure l'aire de section nécessaire, doit vérifier certaines conditions constructives et technologiques. Plus la membrure est large pour la section donnée, plus la poutre sera stable et facile à transporter et à monter. Or, une membrure comprimée trop large et, par conséquent, trop flexible risque de céder au flambement sous l'action des contraintes normales (fig. VI.14, *a*). La stabilité locale de la partie en porte-à-faux d'une membrure est garantie si la largeur de cette partie ne dépasse pas $15\delta_m$ pour l'acier Ст3 (fig. VI.14, *b*) et $15\delta_m \sqrt{21/R}$ pour un acier faiblement allié. Donc, la largeur totale d'une membrure doit être, pour l'acier 3,

$$b_m \leqslant 30\delta_m,$$

et pour un acier faiblement allié,

$$b_m \leqslant 30\delta_m \sqrt{21/R}, \qquad \text{(VI.35)}$$

où $R$ est la résistance de calcul de l'acier, kN/cm².

La largeur minimale de la membrure doit garantir une stabilité générale de la poutre au flambement dans le plan horizontal sans qu'il soit nécessaire d'appliquer le coefficient $\varphi_p$ (cf. § 29, n° 1).

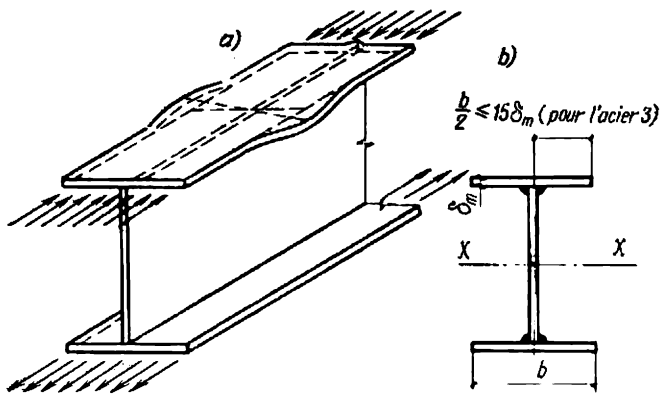



Fig. VI.14. Largeur de la membrure supérieure d'une poutre en fonction de l'épaisseur de l'aile

Cette largeur minimale est définie par le rapport de la longueur de flambement $l$ de la poutre à la largeur de membrure $b$, qui ne doit pas dépasser les valeurs indiquées au tableau VI.3.

*Tableau VI.3*

**Valeurs maximales du rapport $l/b$ ne nécessitant pas de vérification au flambement d'une poutre d'acier**

| Poutre | $\frac{h}{b}$ | $h/\delta_m = 100$ | | | $h/\delta_m = 50$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Charge appliquée | | | Charge appliquée | | |
| | | à la membrure supérieure | à la membrure inférieure | à un point quelconque si la membrure supérieure est contreventée en travée | à la membrure supérieure | à la membrure inférieure | à un point quelconque si la membrure supérieure est contreventée en travée |
| Soudée | 2 | 16 | 25 | 19 | 17 | 26 | 20 |
| | 4 | 15 | 23 | 17 | 16 | 24 | 18 |
| | 6 | 13 | 21 | 16 | 15 | 22 | 17 |
| Rivée | 2 | 21 | 30 | 22 | 30 | 42 | 33 |
| | 4 | 18 | 28 | 19 | 25 | 35 | 27 |
| | 6 | 16 | 25 | 18 | 21 | 32 | 24 |

La longueur de flambement $l$ de la poutre est comptée entre les points d'attache de la membrure comprimée garantissant l'absence de déplacement horizontal.

Les valeurs de $l/b$ indiquées au tableau sont valables pour d'autres poutres fabriquées en acier Ст3 et 4; pour d'autres nuances d'acier, on multiplie $l/b$ par $\sqrt{21/R}$. Dans les cas où $l/b$ s'avère supérieur aux valeurs du tableau, il y a lieu de contrôler la stabilité générale de la poutre (§ 29, n° 1).

Pour des raisons constructives, la largeur d'une membrure ne doit jamais être inférieure à 180 mm.

L'épaisseur de la membrure peut varier entre 8 et 40 mm, sans jamais être inférieure à l'épaisseur de l'âme ni supérieure au triple de cette épaisseur, car, au soudage des fortes tôles, les cordons des membrures présentent des contraintes de traction importantes dues au retrait. Il est recommandé de désigner la largeur et l'épaisseur de la membrure en consultant les Standards d'Etat pour les larges-plats: les épaisseurs inférieures à 22 mm seront échelonnées de 2 mm en 2 mm; au-delà de 22 mm, on prendra les épaisseurs de 25, 28, 30, 32, 36, 40 mm; les largeurs inférieures à 420 mm seront échelonnées de 20 mm en 20 mm; au-delà de 420 mm, on prendra les largeurs de 450, 480, 500, 530, 560 et 600 mm, etc.

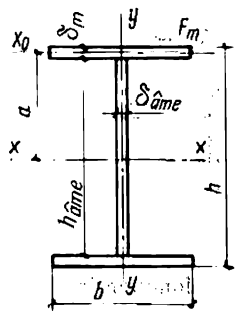


Fig. VI.15. Pour le choix de la section d'une poutre soudée

Ayant choisi la section, on calcule son module de résistance réel, puis on vérifie la résistance mécanique de la poutre et de son âme à l'aide des formules

$$\sigma = M/W \leqslant R; \quad \tau = \frac{QS}{J_p \delta_{âme}} \leqslant R_{cis}. \qquad \text{(VI.36)}$$

Dans ces formules $M$ et $Q$ sont le moment maximal de calcul et l'effort tranchant maximal de calcul; $W = \frac{J_p}{h/2}$ est le module de résistance de la poutre (fig. VI.15); $h$, la hauteur totale de la poutre; $J_p$, le moment d'inertie de la poutre entière par rapport à l'axe neutre $x$-$x$:

$$J_p = J_{âme} + J_m = \frac{\delta_{âme} h_{âme}^3}{12} + 2(J_0 + a^2 F_m). \qquad \text{(VI.37)}$$

Dans cette formule $J_{âme}$ est le moment d'inertie de l'âme par rapport à l'axe neutre; $J_m$ est le moment d'inertie des membrures par rapport à l'axe neutre; $J_0$, le moment d'inertie d'une membrure par rapport à son propre axe (cette valeur est généralement négligée); $h_{âme}$ est la hauteur de l'âme; $a$, la distance entre le centre de gravité de la membrure et l'axe neutre; $S = F_m a + \frac{F_{âme}}{2} \cdot \frac{h_{âme}}{4}$ est le moment statique de la demi-aire de section par rapport à l'axe neutre.

Une poutre à travées indépendantes soudée de section constante, fixée pour empêcher le flambement général et soumise à une charge statique, est déterminée compte tenu du développement des déformations plastiques, comme il a été dit au § 11, n° 1.

Exemple VI.5. Déterminer la section de la poutre aux paramètres indiqués dans l'exemple VI.4. Portée $l = 12$ m. Charge $q = 211{,}3$ kN/m.

Moment de calcul $M = 3800$ m·kN.

Effort tranchant maximal de calcul

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{211{,}3 \cdot 12}{2} \text{ kN} = 1270 \text{ kN}.$$

Module de résistance nécessaire $W_n = 18\,100$ cm³.

On avait retenu, dans l'exemple VI.4, les dimensions de la poutre $h_p = 1500$ mm et $\delta_{âme} = 10$ mm.

**Solution.** Cherchons l'aire de section à donner à la membrure à l'aide de la formule (VI.33) en posant $h = h_{âme} = 146$ cm et l'épaisseur des membrures égale à 2 cm :

$$F_m = \frac{3}{4}\frac{W_n}{h_{âme}} = \frac{3 \cdot 18\,100}{4 \cdot 146} \text{ cm}^2 \approx 93 \text{ cm}^2.$$

On retient la section d'une membrure égale à 500 × 20 mm avec $F_m = 100$ cm² (fig. VI.16) en laissant une certaine marge pour tenir compte des simplifications consenties à la déduction de la formule.

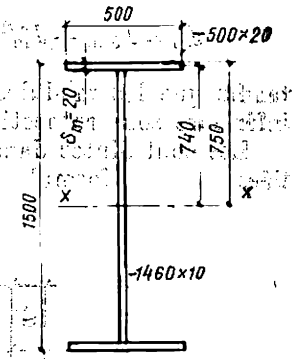


Fig. VI.16. Pour l'exemple VI.5

Vérifions la résistance de la section : à cet effet, cherchons le moment d'inertie de la poutre par la formule (VI.37) :

$$J_p = \frac{\delta_{âme} h_{âme}^3}{12} + 2a^2 F_m = \frac{1 \cdot 146^3}{12} + 2 \cdot 74^2 \cdot 100 \text{ cm}^4 = 1\,355\,000 \text{ cm}^4.$$

Module de résistance

$$W = \frac{J_p}{h/2} = \frac{1\,355\,000}{75} \text{ cm}^3 = 18\,100 \text{ cm}^3.$$

Contrainte

$$\sigma = M/W = 380\,000/18\,100 \text{ kN/cm}^2 = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Vérifions la résistance au cisaillement de l'âme au point d'appui ; à cet effet, cherchons le moment statique de la demi-aire de section

$$S = F_m a + \frac{F_{âme}}{2}\frac{h_{âme}}{4} = 100 \cdot 74 + \frac{146 \cdot 146}{2 \cdot 4} \text{ cm}^3 = 10\,060 \text{ cm}^3.$$

Contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{QS}{J_p \delta_{âme}} = \frac{1270 \cdot 10\,060}{1\,355\,000 \cdot 1} \text{ kN/cm}^2 = 9{,}45 \text{ kN/cm}^2 < 13 \text{ kN/cm}^2.$$

L'aire de section totale de la poutre est $F = 200 + 146 = 346$ cm². Si l'on avait pris une tôle épaisse de 12 mm (voir l'exemple VI.4), l'aire de section serait $F = 192 + 175 = 367$ cm², soit de 6 % supérieure.

Pour une poutre de section dissymétrique, on détermine d'abord le centre de gravité de la section considérée, traversé par l'axe neutre.

La distance $a_2$ entre le centre de gravité et le milieu de la tôle de membrure inférieure (fig. VI.17) est calculée à l'aide de la formule

$$a_2 = \frac{\Sigma Fy}{\Sigma F} = \frac{F_m^{sup} y_1 + F_{âme} y_2}{F_m^{sup} + F_{âme} + F_m^{inf}}. \qquad \text{(VI.38)}$$

Les significations sont celles de la figure VI.17.

Le moment d'inertie d'une telle poutre est

$$J_p = J_{âme} + J_m^{sup} + J_m^{inf} = \frac{\delta}{3}(a_1^3 + a_2^3) + a_1^2 F_m^{sup} + a_2^2 F_m^{inf},$$

tandis que les modules de résistance pour les fibres supérieure et inférieure sont respectivement $W^{sup} = J_p/z_1$ et $W^{inf} = J_p/z_2$.

Les contraintes dans les fibres extrêmes de la section sont vérifiées par les formules $\sigma_{inf} = M/W^{inf} \leqslant R$ et $\sigma_{sup} = M/W^{sup} \leqslant R$.

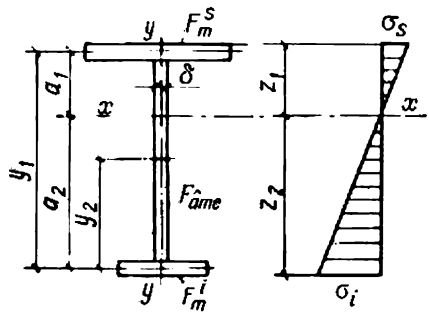



Fig. VI.17. Pour le choix de la section d'une poutre soudée dissymétrique

En plus de la vérification de résistance, on vérifie la stabilité locale de l'âme et la stabilité générale de la poutre (cf. § 29).

Lorsque la charge est concentrée dans un point de l'aile dépourvu de raidisseurs, on doit vérifier la résistance de l'âme à la pression locale à l'aide de la formule (VI.13) en prenant pour $h_1$ la distance entre la tranche extérieure de l'aile et le bord supérieur de l'âme (voir fig. VI.6, *b*).

**Poutres rivées.** La poutre rivée la plus simple se compose d'une tôle verticale et de quatre cornières formant membrures (fig. VI.18, *a*). Dans les grosses poutres puissantes, on augmente la section par la pose de quelques semelles horizontales (fig. VI.18, *b* et *c*).

Les dimensions générales d'une poutre rivée sont choisies de la même façon que pour une poutre soudée. La seule particularité réside dans la nécessité de tenir compte d'un affaiblissement de la section par les trous de rivets, affaiblissement qu'on évalue forfaitairement à 15 % :

$$W_{nt} = 0{,}85 W_{br}. \qquad \text{(VI.39)}$$

Une poutre rivée symétrique est dimensionnée dans l'ordre suivant.

1. D'après le moment fléchissant donné, on calcule les modules de résistance nécessaires, net et brut:

$$W_{nt} = M/R, \quad W_{br} = W_{nt}/0{,}85. \tag{VI.40}$$

Connaissant $W_{br}$ et la flexibilité choisie $k_{âme}$ de l'âme, on désigne les dimensions générales de la section: la hauteur optimale et l'épaisseur optimale de l'âme. Après avoir choisi définitivement la

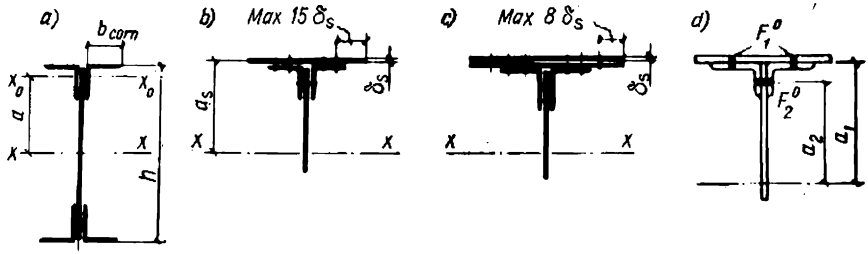



Fig. VI.18. Section des poutres rivées

hauteur $h$ de la poutre (en nombres ronds [1]), on cherche le moment d'inertie nécessaire de la section:

$$J_{br}^{n} = W_{br} \frac{h}{2}. \tag{VI.41}$$

2. On choisit dans un catalogue les cornières des membrures; de préférence, on utilise une cornière à ailes égales de largeur $b_{corn} = (1/10 \text{ à } 1/11)\, h$ et d'épaisseur d'aile $\delta_{corn} = (1/10 \text{ à } 1/11)\, b_{corn}$.

Le moment d'inertie d'une poutre constituée d'une tôle verticale et de quatre cornières (fig. VI.18, *a*) est

$$J_p = J_{âme} + J_{corn} = \frac{\delta_{âme} h^3}{12} + 4\,(J_0 + a^2 F_{corn}), \tag{VI.42}$$

où $J_{corn}$ est le moment d'inertie des quatres cornières des membrures par-rapport à l'axe neutre $x$-$x$; $J_0$, le moment d'inertie de chaque cornière par rapport à son propre axe; $a$, la distance entre l'axe neutre et le centre de gravité des cornières d'une même membrure; $F_{corn}$, l'aire de section d'une cornière.

La différence entre $J_p$ et $J_{br}^{n}$ calculés n'étant pas grande, on arrive à vérifier l'inégalité $J_p \geqslant J_{br}^{n}$ en essayant tel ou tel numéro de profilé au catalogue.

3. Si la différence entre $J_p$ et $J_{br}^{n}$ est assez importante, on est obligé d'augmenter la section des membrures en fixant des semelles horizontales, par rivets, sur les ailes horizontales des cornières.

[1] Comme hauteur $h$ d'une poutre rivée, on retient la distance séparant les talons des cornières des membrures $h = h_{âme}$.

Le moment d'inertie total d'une telle poutre :

$$J_p = J_{âme} + J_{corn} + J_{sem} \qquad (VI.43)$$

ne doit jamais être inférieur au moment d'inertie nécessaire $J_{br}^n$ de la poutre ($J_{sem}$ étant le moment d'inertie des semelles par rapport à l'axe neutre $x$-$x$).

On en déduit le moment d'inertie nécessaire des semelles

$$J_{sem}^n = J_{br}^n - (J_{âme} + J_{corn}) \qquad (VI.44)$$

et l'aire de section minimale nécessaire des semelles d'une membrure

$$F_{sem}^n = \frac{J_{sem}^n}{2\,(h/2)^2} = \frac{2J_{sem}^n}{h^2}. \qquad (VI.45)$$

La largeur des semelles doit être telle qu'elles se prolongent au-delà des bords des cornières. Or, par crainte de compromettre la stabilité de la semelle, le porte-à-faux d'une semelle en tôle simple (compté à partir de la file de rivets extrême) ne doit pas être supérieur à 15 fois son épaisseur, c'est-à-dire à $15\delta_{sem}$ (fig. VI.18, *b*). Si $\delta_{sem} > 20$ à 25 mm, il est rationnel de mettre une semelle double (fig. VI.18, *c*).

Les cornières des membrures supportant des semelles doivent être dimensionnées pour transmettre tous les efforts à l'âme ; pour cela, l'aire de section des deux cornières d'une membrure ne doit pas être inférieure aux 30 % de l'aire de section totale de la membrure.

4. Après avoir choisi les dimensions définitives de la section à donner à la poutre, on doit vérifier la résistance mécanique : à cet effet, on calcule les contraintes normales au droit du moment fléchissant maximal et les contraintes tangentielles maximales sur appui :

$$\sigma = M/W_{nt} \leqslant R ; \qquad (VI.46)$$

$$\tau = \frac{QS_{br}}{J_{br}\delta_{âme}} \cdot \frac{a}{a-d} \leqslant R_{cis}, \qquad (VI.46')$$

où $a$ et $d$ sont l'écartement et le diamètre des trous de rivets ; $W_{nt} = \frac{J_{nt}}{h/2}$, le module de résistance net ($h$ étant la hauteur totale de la poutre).

Le moment d'inertie de la section dangereuse affaiblie par des trous de rivets est

$$J_{nt} = J_{br} - J_r, \qquad (VI.47)$$

où $J_r$ est le moment d'inertie des aires des trous de rivets par rapport à l'axe neutre de la poutre ; sa valeur approchée se calcule par la formule (fig. VI.18, *d*)

$$J_r = 2\,(F_1^0 a_1^2 + F_2^0 a_2^2) + 0{,}15 J_{âme}, \qquad (VI.48)$$

dans laquelle $F_1^0$ est l'aire totale des trous de rivets sur les ailes horizontales des cornières des membrures et sur les semelles horizontales d'une moitié de la poutre ; $F_2^0$, l'aire totale des trous de rivets sur les ailes verticales des cornières des membrures d'une moitié de la poutre ; $a_1$ et $a_2$, les distances entre l'axe neutre de la poutre et les centres de gravité des trous correspondants ; $0{,}15J_{\text{âme}}$, le moment d'inertie traduisant l'affaiblissement de l'âme par les trous de rivets.

Dans une section dissymétrique, on calcule séparément les contraintes pour les fibres supérieure et inférieure de la poutre, après avoir recherché les modules de résistance correspondants, comme pour une poutre soudée. En plus de la résistance mécanique, on vérifie la stabilité (voir § 29).

Une poutre rivée doit être tracée de telle façon que les arêtes extérieures des cornières des membrures débordent de 5 mm par rapport au bord de la tôle verticale, à l'exception des cas où un rabotage spécial de l'âme est nécessaire.

EXEMPLE VI.6. Soit à dimensionner une poutre rivée des mêmes paramètres que dans les exemples VI.4 et VI.5. Portée $l = 12$ m. Le moment de calcul $M = 3800$ m·kN.

Le module de résistance nécessaire $W_{\text{nt}} = 18\,100$ cm³.

**Solution.** 1. Cherchons le module de résistance brut nécessaire à l'aide de la formule (VI.40) :

$$W_{\text{br}} = W_{\text{nt}}/0{,}85 = 18\,100/0{,}85 \text{ cm}^3 = 21\,300 \text{ cm}^3.$$

On retiendra les mêmes dimensions de la poutre que dans les exemples précédents : $h = 1500$ mm ; $h_{\text{âme}} = 1490$ mm ; $\delta_{\text{âme}} = 10$ mm.

Cherchons le moment d'inertie brut nécessaire à l'aide de la formule (VI.41) :

$$J_{\text{br}}^{\text{n}} = W_{\text{br}} \frac{h}{2} = 21\,300 \frac{150}{2} \text{ cm}^4 = 1\,600\,000 \text{ cm}^4.$$

2. Déterminons les dimensions de la cornière à utiliser :

$$b_{\text{corn}} = h/11 = 1500/11 \text{ mm} = 137 \text{ mm} ; \quad \delta_{\text{corn}} = b_{\text{corn}}/11 = 137/11 \text{ mm} = 12{,}5 \text{ mm}.$$

On choisit au catalogue un profilé en L de 140 × 12 ayant les caractéristiques géométriques $F_{\text{corn}} = 32{,}5$ cm², $J_0 = 602$ cm⁴.

La distance du centre de gravité des cornières à l'axe neutre est $a = 150/2 - 3{,}9 = 71{,}1$ cm.

Moment d'inertie de l'âme

$$J_{\text{âme}} = \frac{\delta_{\text{âme}} h^3}{12} = \frac{1 \cdot 149^3}{13} \text{ cm}^4 = 276\,000 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie des quatre cornières

$$J_{\text{corn}} = 4(J_0 + a^2 F_{\text{corn}}) = 4(602 + 71{,}1^2 \cdot 32{,}5) \text{ cm}^4 = 660\,000 \text{ cm}^4.$$

Le moment d'inertie total de l'âme et des quatre cornières est très inférieur à $J_{\text{br}}^{\text{n}}$ :

$$J_{\text{âme}} + J_{\text{corn}} = 276\,000 + 660\,000 = 936\,000 \text{ cm}^4 < 1\,600\,000 \text{ cm}^4.$$

On doit donc augmenter la section des membrures par adjonction de semelles.

3. Cherchons le moment d'inertie nécessaire des semelles par la formule (VI.44):

$$J^{n}_{sem} = J^{n}_{br} - (J_{âme} + J_{corn}) = 1\,600\,000 - 936\,000 = 664\,000 \text{ cm}^4,$$

puis l'aire de section nécessaire des semelles d'une membrure par la formule (VI.45)

$$F_{sem} = \frac{2J^{n}_{sem}}{h^2} = \frac{2 \cdot 664\,000}{150^2} \text{ cm}^2 = 59 \text{ cm}^2.$$

On retient, pour la semelle, une tôle de 340 × 18 mm avec $F_{sem} = 34 \cdot 1{,}8 = 61{,}2$ cm².

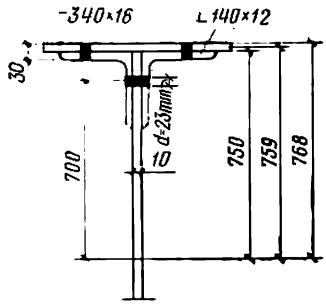



Fig. VI.19. Pour l'exemple VI.6

4. Cherchons, pour la section adoptée de la poutre (fig. VI.19), une valeur précise du moment d'inertie brut à l'aide de la formule (VI.43).

$$J_p = J_{âme} + J_{corn} + J_{sem} = 276\,000 +$$
$$+ 660\,000 + 2 \cdot 61{,}2 \cdot 75{,}9^2 = 1\,642\,000 \text{ cm}^4.$$

Pour savoir $W_{nt}$, on doit calculer d'abord le moment d'inertie des aires des trous de rivets $J_r$.

On montre sur la figure VI.19 la disposition des trous de rivets sur la membrure de la poutre et leurs distances à l'axe neutre de la section. Les rivets ont un diamètre de 23 mm.

Cherchons le moment d'inertie de la surface d'affaiblissement par la formule (VI.48):

$$J_r = 2(F^0_1 a^2_1 + F^0_2 a_2) + 0{,}15 J_{âme} =$$
$$= 2(2 \cdot 2{,}3 \cdot 3 \cdot 75{,}3^2 + 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 70^2) + 0{,}15 \cdot 276\,000 = 251\,400 \text{ cm}^4.$$

Puis, par la formule (VI.47), on cherche

$$J_{nt} = J_{br} - J_r = 1\,642\,000 - 251\,400 = 1\,390\,600 \text{ cm}^4,$$

et

$$W_{nt} = \frac{1\,390\,600}{76{,}8} \text{ cm}^3 = 18\,120 \text{ cm}^3.$$

*Tableau VI.4*

| Section composée | $F$, cm² | $J_{br}$, cm⁴ | $W_{nt}$, cm² | $M$, m·kN | $\delta$, kN/cm² |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 plats 340×18 | 2×61,2=122,4 | 706 000 | | | |
| 4 cornières 140×12 | 4×32,5=130 | 660 000 | | | |
| 1 plat 1490×10 | 149 | 276 000 | 18 120 | 3 800 | 21 |
| | $\Sigma F = 401{,}4$ | $J_{br} = 1\,642\,000$ | | | |
| | | $J_{riv} = 251\,400$ | | | |
| | | $J_{nt} = 1\,390\,600$ | | | |

5. Vérification de la résistance mécanique (formule (VI.46))

$$\sigma = M/W_{nt} = 380\,000/18\,120\ \text{kN/cm}^2 = 21\ \text{kN/cm}^2.$$

Les valeurs de calcul déterminées sont résumées au tableau VI.4.

L'aire de section et, partant, le poids de la poutre rivée sont de 15 % supérieurs à ceux d'une poutre soudée analogue dans les conditions de l'exemple VI.5.

### *3. Variations de section suivant la longueur de la poutre*

Les moments d'appui d'une poutre à travées indépendantes sont inférieurs aux moments maximaux ; il n'est donc pas indispensable que la section de la poutre soit constante sur toute sa longueur, parce

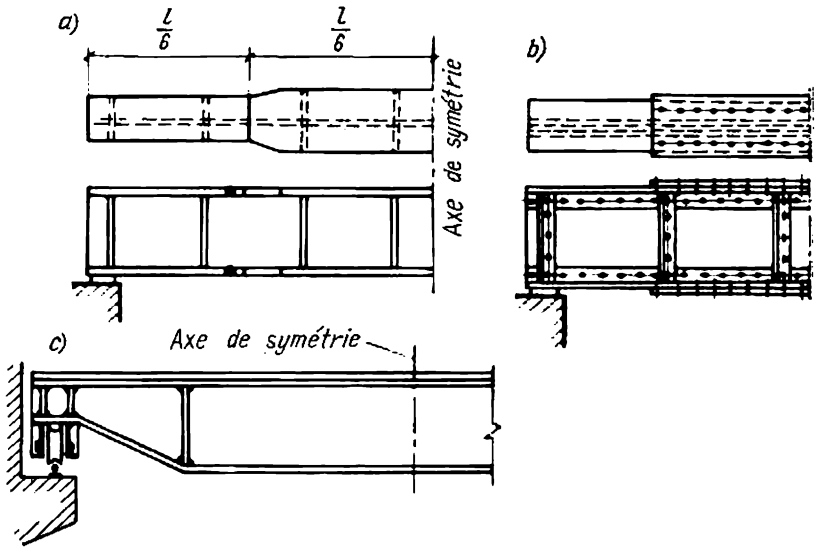



Fig. VI.20. Variation de section suivant la longueur de la poutre

qu'elle a été choisie pour résister au moment maximal. Il y a deux moyens pour réduire la section et, par conséquent, diminuer son module de résistance.

Le premier moyen, le plus répandu, consiste, pour une poutre soudée, à diminuer la section des membrures en diminuant la largeur (plus rarement l'épaisseur) de la membrure (fig. VI.20, *a*) et pour une poutre rivée, à interrompre les semelles de telle façon que la section au droit d'appui soit uniquement composée par une âme et quatre cornières (fig. VI.20, *b*).

Le second moyen consiste à réduire la hauteur de l'âme (fig. VI.20, *c*) en donnant à la poutre une forme en trapèze.

Dans une poutre soudée à charge uniformément répartie, le point le plus indiqué pour le changement de section est situé à une

distance $x = 1/6 \cdot l$ de l'appui. Le moment $M_1$ qui agit en ce point se laisse déterminer en considérant l'épure des moments, ou bien par calcul d'après la formule

$$M_1 = \frac{qx(l-x)}{2}. \qquad \text{(VI.49)}$$

Connaissant $M_1$, on détermine le module de résistance nécessaire et on choisit, par un procédé ordinaire, une nouvelle section à donner aux membrures (sans changer l'épaisseur). Les tôles de la membrure sont aboutées au point de changement de section (fig. VI.20, *a*), aussi la tension dans la poutre ne doit-elle être supérieure à la résistance de calcul à la traction du joint soudé; en cas d'emploi des électrodes Э42, on a $R^s_{tr} = 18$ kN/cm².

EXEMPLE VI.7. On demande de changer la section en un point inconnu d une poutre soudée conforme aux conditions de l'exemple VI.5. Portée $l = 12$ m. Charge uniformément répartie $q = 211{,}3$ kN par m. $M_{max} = 3800$ m·kN.

**Solution.** Cherchons le moment $M_1$ dans un point distant de l'appui de $x = l/6 - 12/6 = 2$ m. A cet effet, on utilise la formule (VI.49):

$$M_1 = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{211{,}3 \cdot 2(12-2)}{2} \text{ m·kN} = 2113 \text{ m·kN}.$$

Module de résistance nécessaire

$$W_{1n} = M_1/R^s_{tr} = 211\,300/18 \text{ cm}^3 = 11\,740 \text{ cm}^3.$$

Aire de section nécessaire de la membrure (voir formule (VI.33))

$$F_{1n} = \frac{W_{1n}}{h} - \frac{\delta_{âme} h}{6} = \frac{11\,740}{150} - \frac{1 \cdot 150}{6} = 53{,}3 \text{ cm}^2.$$

On choisit une tôle de 300 × 20 mm d'aire de section $F_{1m} = 30 \cdot 2 = 60$ cm². Il vient alors, pour la nouvelle section de la poutre:

$$J_p = \frac{\delta_{âme} h^3_{âme}}{12} + 2a^2F = \frac{1 \cdot 146^3}{12} + 2 \cdot 74^2 \cdot 60 = 916\,000 \text{ cm}^4;$$

$$W_1 = \frac{J_p}{h/2} = \frac{916\,000}{75} = 12\,200 \text{ cm}^3;$$

$\sigma = M_1/W_1 = 211\,300/12\,200$ kN/cm² $\approx 17{,}3$ kN/cm² $< 18$ kN/cm².

Dans une poutre rivée, le point d'interruption théorique de la tôle est défini par l'impératif de la capacité portante suffisante de la section obtenue à nombre de semelles diminué ou de la section sans semelles. En reprenant la poutre déterminée dans l'exemple VI.6, la section amputée de semelles aurait un moment d'inertie brut $J_{br} = 936\,000$ cm⁴ (voir tableau VI.4). Le moment d'inertie net étant $J_{nt} = 859\,400$ cm⁴, on comprend que le module de résistance de la partie de la poutre constituée uniquement d'une tôle verticale (âme) et de cornières des membrures sera

$$W_{1\,nt} = \frac{859\,400}{75} = 11\,450 \text{ cm}^3.$$

A condition de faire travailler au maximum le matériau de la poutre, cette section peut reprendre un moment

$$M_1 = WR = 11\,450 \cdot 21 \text{ cm} \cdot \text{kN} = 257\,000 \text{ cm} \cdot \text{kN}.$$

La connaissance du moment $M_1$ permet de situer facilement le point d'interruption de la tôle de semelle sur l'épure des moments. Ce point, ou plutôt cette ligne, peuvent aussi être déterminés par voie de calculs. A cet effet, en se servant de la formule (VI.49), on détermine la distance $x$ entre l'appui et le point d'interruption théorique. En réalité, on prolonge les semelles au-delà de la ligne d'interruption théorique, de telle façon que la tôle, fixée par un nombre

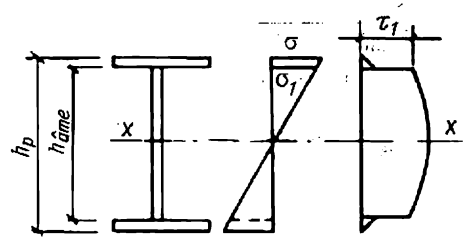



Fig. VI.21. Pour la recherche des contraintes réduites

déterminé de rivets, puisse travailler effectivement à partir de cette ligne. Le nombre de rivets nécessaire pour fixer la tôle de la semelle au-delà de la ligne d'interruption théorique, est défini en fonction de son aire de section, en supposant que l'effort repris par la semelle est

$$N = \frac{1}{2} F_{sem} R$$

(car une certaine réserve de section de la poutre subsiste au-delà de la ligne d'interruption après que la semelle a commencé à reprendre un effort).

Dans le point de changement de section, généralement peu éloigné de l'appui, la poutre présente non seulement de fortes contraintes normales, mais aussi des contraintes tangentielles. L'effet cumulé de ces contraintes conduit à un état de contrainte triaxiale qui nécessite une vérification des contraintes réduites (§ 8, n° 3) au niveau des joints des membrures soudés ou rivés (fig. VI.21) ; cette vérification se fait à l'aide de la formule (II.8)

$$\sigma_{réd} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leqslant nR,$$

dans laquelle $\sigma_1 = \sigma \frac{h_{âme}}{h_p}$ et $\tau_1 = \frac{QS_m}{J_p \delta_{âme}}$ sont les contraintes normale et tangentielle dans l'âme au niveau de la soudure ou rivure d'attache de membrure pour une même charge ; $n = 1{,}15$.

EXEMPLE VI.8. **Déterminer la contrainte réduite affectant la section diminuée d'une poutre soudée conforme aux conditions de l'exemple VI.7. Portée** $l = 12$ m. **Charge uniformément répartie** $q = 211{,}3$ kN **par m. Au point de changement de section, à une distance** $x = 2$ m **de l'appui, le moment dans la poutre est** $M_I = 2113$ m·kN. **Paramètres de la section réduite :** $F_m = 30 \cdot 2 = 60$ cm², $J_p = 916\,000$ cm⁴, $\sigma = 17{,}3$ kN/cm².

**Solution.** Effort tranchant $Q$ à $x = 2$ m de l'appui :

$$Q = q\frac{l-2x}{2} = \frac{211{,}3\,(12-2\cdot 2)}{2} \text{ kN} = 845 \text{ kN}.$$

Moment statique de la membrure par rapport à l'axe neutre $S_m = 30 \cdot 2 \cdot 74 = 4440$ cm³.

Contrainte tangentielle au niveau de l'attache de membrure

$$\tau_1 = \frac{QS_m}{J_p \delta_{âme}} = \frac{845 \cdot 4440}{916\,000 \cdot 1} \text{ kN/cm}^2 = 4{,}1 \text{ kN/cm}^2.$$

Contrainte normale au niveau de l'attache de membrure

$$\sigma_1 = \sigma\frac{h_{âme}}{h} = 17{,}3\frac{146}{150} \text{ kN/cm}^2 = 16{,}8 \text{ kN/cm}^2.$$

On calcule la contrainte réduite cherchée par la formule (II.8) :

$$\sigma_{réd} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{16{,}8^2 + 3 \cdot 4{,}1^2} = 18{,}2 \text{ kN/cm}^2 < 1{,}15 \cdot 21 \text{ kN/cm}^2.$$

### *4. Calcul de l'attache de membrure*

Dans une poutre soudée, les membrures sont attachées à l'âme avec des cordons de soudure continus, et dans une poutre rivée, par des rivets. Si la membrure et l'âme n'étaient pas solidaires, une flexion aurait provoqué leur déplacement relatif (fig. VI.22, *a*). Les joints d'attache des membrures s'opposent à la translation, faisant naître dans l'assemblage une contrainte tangentielle orientée parallèlement à l'axe de la poutre (fig. VI.22, *b*). Dans une poutre soudée, la contrainte tangentielle agissant dans l'âme suivant la jonction âme-membrure est calculée en kN/cm² à l'aide de la formule (VI.36) :

$$\tau = QS_m/(J_p\delta_{âme}),$$

dans laquelle $S_m$ est le moment statique de la membrure (dans la partie déplacée de la section) par rapport à l'axe neutre.

L'effort de cisaillement par cm de longueur de la poutre (en kN/cm) est

$$T = \tau\delta_{âme} = (QS_m)/J_p. \qquad \text{(VI.50)}$$

Cet effort de cisaillement est repris par deux cordons de 1 cm de long ayant une aire de travail (fig. VI.22, *c*) $F_c = 2\beta h_c$, où $h_c$ est l'épaisseur du cordon ; $\beta$ est un coefficient décrit au § 19, n° 3.

Ainsi donc, la formule de vérification de la résistance des soudures âme-membrure se présente comme suit :

$$\tau = \frac{QS_m}{2\beta h_c J_p} \leqslant R_{an}^s \qquad \text{(VI.51)}$$

ou

$$h_c \geqslant \frac{QS_m}{2\beta J_p R^s_{an}}. \qquad \text{(VI.52)}$$

Les contraintes tangentielles passent par un maximum sur l'appui pour un effort tranchant $Q$ maximal.

Les soudures d'attache des membrures sont généralement continues ; elles ont une épaisseur constante. Si la tôle de la membrure est épaisse, la soudure est le siège de fortes contraintes internes ; les cordons doivent être réalisés soit par le procédé automatique,

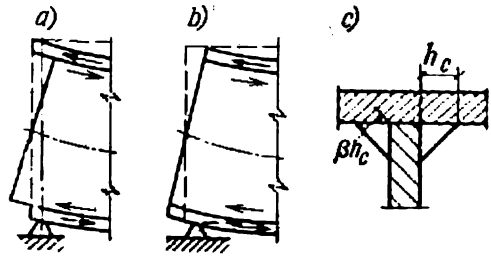



Fig. VI.22. Pour le calcul des attaches des membrures d'une poutre soudée

soit avec les électrodes Э42A qui garantissent une meilleure plasticité du métal d'apport. Les épaisseurs minimales des cordons d'attache des membrures sont indiquées au tableau VI.5.

*Tableau VI.5*

**Epaisseurs minimales $h_c$ des cordons d'angle**

| Matériau des pièces | Epaisseur des ailes δ, mm | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | ⩽ 10 | 11 à 20 | 21 à 30 | 31 à 50 | 50 |
| Acier à bas carbone . . . . . | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 |
| Acier allié . . . . | 6 | 8 | 10 | 12 | — |

Dans une poutre rivée, l'effort de cisaillement $T$ est repris par les rivets d'attache des membrures. Chaque rivet est sollicité par la somme des efforts de cisaillement unitaires (VI.50) provenant d'une zone de largeur égale à l'écartement des rivets (fig. VI.23, *a*). Cet effort total ne doit jamais être supérieur à l'effort admissible pour un rivet $[N]^r$ par la condition de pression latérale ou de cisaillement double :

$$Ta \leqslant [N]^r.$$

On en déduit l'écartement des rivets d'attache d'une membrure :

$$a \leqslant \frac{[N]^r}{T} = \frac{[N]^r J_p}{QS_m}, \qquad \text{(VI.53)}$$

où $S_m$ est le moment statique brut d'une membrure par rapport à l'axe neutre (zone hachurée sur la figure VI.23, *b*) ; $J_p$, le moment d'inertie brut de toute la section de la poutre.

Pour faciliter la fabrication de la poutre, il y a intérêt à diminuer le nombre de rivets, donc à augmenter leur écartement, lequel ne doit cependant dépasser $12d$ (voir tableau V.2).

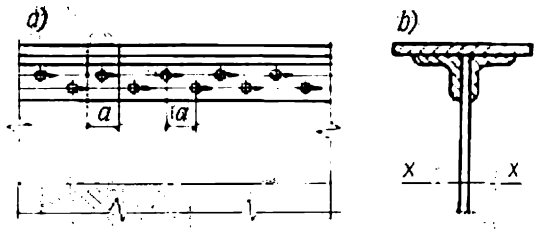



Fig. VI.23. Pour le calcul des attaches des membrures d'une poutre rivée

L'écartement des rivets est choisi généralement régulier et adapté à l'effort tranchant sur l'appui, ce qui facilite l'exécution des travaux. Dans une poutre à grande portée, il y a intérêt à espacer les rivets dans la partie centrale, où l'intensité de l'effort tranchant est moins grande.

## § 29. CONDITIONS DE STABILITÉ GÉNÉRALE ET LOCALE DES POUTRES D'ACIER

### *1. Conditions de stabilité générale d'une poutre*

Une poutre élancée qui n'est pas immobilisée latéralement et qui est chargée au-delà d'une limite déterminée risque de perdre sa stabilité et de changer de forme par flexion (fig. VI.24) : on dit alors que la poutre cède au *flambement*. La charge et les contraintes qui provoquent le flambement sont dites critiques.

Le flambement s'accompagne d'un déversement de la poutre, qui consiste en ce que ses membrures s'écartent de leurs plans et que la poutre, tout en fléchissant dans le plan vertical, subit en même temps une flexion en plan horizontal et une torsion. Il est évident que, plus les membrures sont larges et plus $J_y$ est élevé, plus les contraintes critiques sont importantes et plus la poutre est stable au flambement.

Pour augmenter les contraintes critiques, on peut aussi immobiliser en travée la membrure supérieure de la poutre de manière à empêcher tout écart latéral. Les valeurs des contraintes critiques dépendent de la forme constructive ou du tracé de la poutre, mais surtout de son *élancement*, c'est-à-dire du rapport $l/b$ de la portée (ou distance entre les attaches de la membrure comprimée) à la largeur de la membrure (voir tableau VI.3).

Lorsque l'élancement $l/b$ est grand, il y a lieu de vérifier la poutre au flambement en introduisant dans la formule (VI.14) un coefficient $\varphi_p$ : $\sigma = M/(\varphi_p W_{br}) \leqslant R$.

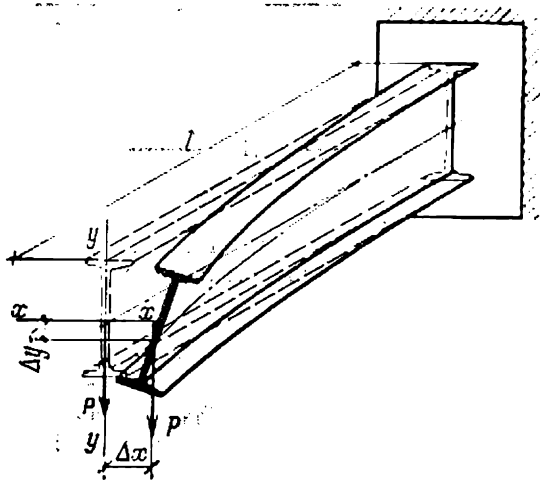



Fig. VI.24. Flambement d'une poutre console

Pour une poutre symétrique de section en I, le coefficient $\varphi_p$ qui représente le rapport de la contrainte critique de flambement à la limite d'élasticité, est calculé par la formule

$$\varphi_p = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l}\right)^2 10^3, \qquad \text{(VI.54)}$$

où $\psi$ est un coefficient défini dans les Règles SNiP II-B.3-72 en fonction du paramètre

$$\alpha = 1{,}54 \frac{J_t}{J_y} \left(\frac{l}{h}\right)^2, \qquad \text{(VI.55)}$$

où $J_t$ est le moment d'inertie à la torsion, dont on trouve au tableau VI.6 les valeurs pour les poutrelles.

*Tableau VI.6*

**Moments d'inertie à la torsion $J_t$ des poutrelles (GOST 8239-72)**

| N° de profilé | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 18a | 20 | 20a | 22 | 22a | 24 | 24a |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $J_t$, cm⁴ | 2,3 | 2,9 | 3,6 | 4,5 | 5,6 | 6,5 | 6,9 | 7,9 | 8,6 | 9,8 | 11 | 13 |
| N° de profilé | 27 | 27a | 30 | 30a | 33 | 36 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | |
| $J_t$, cm⁴ | 14 | 17 | 17 | 20 | 24 | 31 | 41 | 55 | 75 | 100 | 135 | |

Comme, en vertu de la formule (II.22), on a pour une poutre composée

$$J_t = 1{,}3\,\frac{h\delta_{\text{âme}}^3 + 2b\delta_m^3}{3} \quad \text{et} \quad J_y = 2\,\frac{\delta_m b^3}{12},$$

la formule (VI.55) appliquée au cas d'une poutre composée (soudée ou rivée) se présente comme suit :

$$\alpha = 8\left(\frac{l\delta_m}{bh}\right)^2\left(1 + \frac{d\delta_{\text{âme}}^3}{b\delta_m^3}\right), \qquad \text{(VI.56)}$$

où, pour une poutre soudée :

$\delta_{\text{âme}}$ est l'épaisseur de l'âme de la poutre ; $d = 0{,}5h$ ; $b$ et $\delta_m$, la largeur et l'épaisseur de la membrure comprimée ; $h$, la hauteur totale de section de la poutre ;

pour une poutre rivée :

$\delta_{\text{âme}}$ est l'épaisseur de l'âme comprenant celle des ailes verticales des cornières ; $\delta_m$, l'épaisseur de la membrure comprenant celle de l'aile horizontale de la cornière ; $d$, la hauteur de l'aile verticale de la cornière augmentée de l'épaisseur du paquet de semelles.

Lorsque $\varphi_p$ est supérieur à 0,85, la contrainte critique se situe dans le domaine plastique ; au lieu de $\varphi_p$, on porte alors dans (VI.14) un coefficient $\varphi'_p$ qu'on trouve dans les tableaux VI.7 et VI.8.

*Tableau VI.7*

**Coefficients $\varphi'_p$ pour les poutres d'acier**

| $\varphi_p$ | 0,85 | 0,9 | 0,95 | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,55 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\varphi'_p$ | 0,85 | 0,871 | 0,89 | 0,904 | 0,927 | 0,948 | 0,964 | 0,98 | 1 |

*Tableau VI.8*

**Coefficients $\varphi'_p$ pour les poutres en alliages d'aluminium**

| $\varphi_p$ | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\varphi'_p$ | 0,66 | 0,69 | 0,75 | 0,78 | 0,82 | 0,85 | 0,87 | 0,89 | 0,92 | 0,95 | 0,98 | 1 |

Le calcul au flambement d'un profilé en U est fait de la même manière que pour une poutrelle : $\alpha$ est déterminé à l'aide de la formule (VI.56), mais les valeurs calculées de $\varphi_p$ sont multipliées par 0,5 quand la charge est appliquée suivant l'axe principal traversant le centre de gravité de la section, et par 0,7 quand la charge agit dans le plan de l'âme.

Pour une poutre à membrure comprimée plus épaisse, on détermine le coefficient $\varphi_p$ en consultant les normes établies pour les projets des structures en acier.

### *2. Conditions de stabilité locale d'une poutre*

La perte de stabilité locale d'une poutre soumise à des contraintes normales (de compression) ou tangentielles provoque une déformation locale de certaines parties de la construction. Bien souvent, la

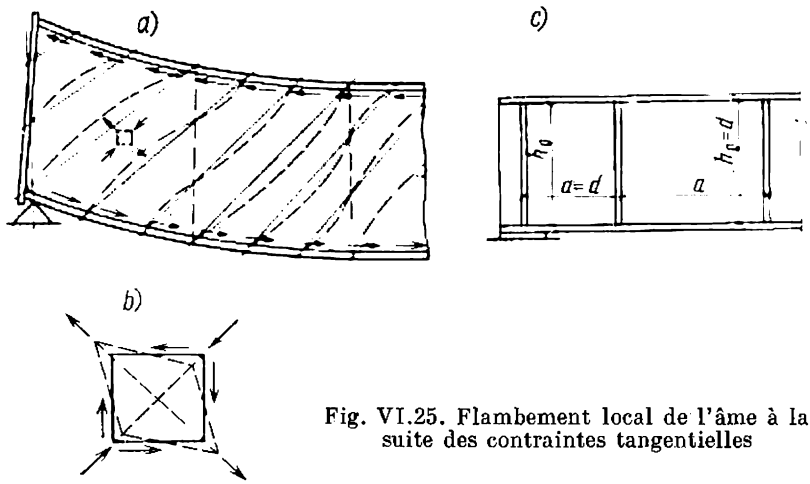



Fig. VI.25. Flambement local de l'âme à la suite des contraintes tangentielles

perte de capacité portante d'une poutre est entraînée principalement par la flexion locale d'une membrure ou de l'âme. L'âme de la poutre peut céder au flambement local à la suite d'une contrainte tangentielle, d'une contrainte normale, ou d'une combinaison de contraintes [6, 65].

**Flambement local de l'âme à la suite des contraintes tangentielles.** Dans le voisinage de son appui, la poutre subit des contraintes tangentielles qui provoquent un gauchissement de l'âme (fig. VI.25, *a*): l'âme est comprimée suivant les diagonales raccourcies et distendue suivant les diagonales allongées (fig. VI.25, *b*). A la suite de la compression, l'âme peut se déformer en présentant des stries inclinées d'environ 45° sur l'axe. Pour éviter la déformation, l'âme peut être dotée de raidisseurs verticaux (transversaux) qui traversent les stries de déformation éventuelles (fig. VI.25, *c*). L'âme est partagée donc en rectangles dont chacun est limité sur ses quatre côtés par les membrures et les raidisseurs. Soient $a$ l'écartement des axes des raidisseurs, $h_0$ la hauteur de l'âme et $d$ le plus petit côté du rectangle ; la contrainte critique tangentielle dans l'âme s'exprime alors (en kN/cm²), compte tenu de l'encastrement partiel de l'âme

dans les membrures, par la formule

$$\tau_{cr} = \left(12{,}5 + \frac{9{,}5}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2 \qquad \text{(VI.57)}$$

dans laquelle $\mu$ est le rapport de la longueur du plus grand côté ($a$ ou $h_0$) à celle du plus petit côté $d$; $\delta$ est l'épaisseur de l'âme.

Dans le cas où $\mu$ ou (respectivement) $a$ sont exagérément grands (ce qui équivaut, à la limite, au cas où les raidisseurs sont placés uniquement sur les appuis de la poutre), on a $d = h_0$, si bien que

$$\tau_{cr} = 12{,}5\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 = \frac{12{,}5 \cdot 100^2}{k^2_{\text{âme}}} \text{ kN/cm}^2, \qquad \text{(VI.58)}$$

où $k_{\text{âme}} = h_0/\delta$ est la flexibilité de l'âme.

D'après sa structure, cette formule est analogue à la formule d'Euler (II.13).

Proposons-nous de déterminer quelle doit être la flexibilité de l'âme $k_{\text{âme}} = h_0/\delta$ pour que la contrainte $\tau_{cr}$ devienne égale à la limite d'élasticité $\tau_e$: ce sera la flexibilité critique $k_{cr}$. On a vu plus haut (§ 8, n° 3) que $\tau_e = \sigma_e/\sqrt{3} \approx 0{,}6\sigma_e = 0{,}6 \cdot 24$ kN/cm$^2$ = = 14,4 kN/cm$^2$ (pour l'acier 3). Portant cette valeur dans la formule (VI.58), on retrouve la flexibilité critique

$$k_{cr} = \sqrt{\frac{12{,}5 \cdot 100^2}{14{,}4}} \approx 90.$$

Ainsi donc, pour $h_0/\delta < 90$, sous l'action des contraintes tangentielles, l'âme chargée atteint sa limite d'élasticité avant de céder au flambement. Or, les normes définissent la valeur critique maximale de la flexibilité de l'âme $k_{\text{âme}} = h_0/\delta$ (au-delà de laquelle l'utilisation des raidisseurs devient indispensable) avec une marge de sécurité qui tient compte d'une déformation éventuelle de la tôle, ainsi que d'une influence éventuelle des contraintes normales.

D'après les normes, l'emploi des raidisseurs transversaux s'impose impérativement lorsque $h_0/\delta > 70\sqrt{21/R}$, où $R$ est la résistance de calcul de l'acier en kN/cm$^2$.

L'écartement maximal entre raidisseurs est $a_{max} = 2h$ pour $h/\delta > 100$ et $a_{max} = 2{,}5h$ pour $h/\delta \leqslant 100$. Alors, en posant dans (VI.57) $\mu = 2$, on définit la flexibilité critique de l'âme:

$$k_{cr} = \sqrt{\frac{14{,}9 \cdot 100^2}{14{,}4}} = 102.$$

Compte tenu d'un effet d'encastrement dû aux raidisseurs et des simplifications consenties, les normes suppriment la vérification au flambement de l'âme quand $k_{\text{âme}} = h_0/\delta \leqslant 110\sqrt{21/R}$, ou, lorsqu'il y a une pression locale entre les raidisseurs ($\sigma_l \neq 0$), quand $k_{\text{âme}} = h_0/\delta \leqslant 80\sqrt{21/R}$.

En calculant $h/\delta$ d'une poutre rivée, on retient comme hauteur de l'âme $h_0$ la distance séparant les files des rivets intérieures sur les cornières des membrures.

**Flambement local de l'âme et des membrures à la suite des contraintes normales.** Loin des appuis, près du milieu de la poutre, l'influence des contraintes tangentielles sur l'âme est négligeable; l'âme y est soumise essentiellement aux contraintes normales, qui risquent tout aussi bien de provoquer un flambement local. La valeur des contraintes normales critiques est caractérisée par la loi de répartition des contraintes normales sur les bords d'un rectangle de tôle (âme), loi définie par un coefficient

$$\alpha = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}}, \qquad \text{(VI.59)}$$

où $\sigma_{max}$ et $\sigma_{min}$ sont les contraintes normales (avec leurs signes) appliquées sur les bords supérieur et inférieur du rectangle (« + » = = traction, « — » = compression).

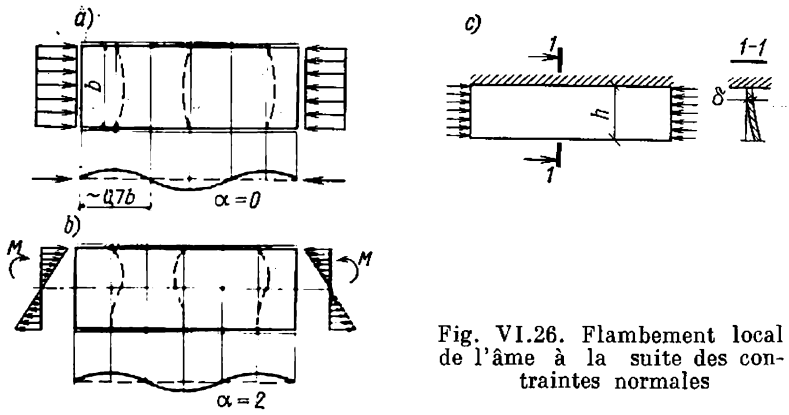



Fig. VI.26. Flambement local de l'âme à la suite des contraintes normales

Les rectangles représentés sur les figures VI.26, *a* et *b* sont partiellement encastrés sur leurs deux bords horizontaux; les bords verticaux sont soumis aux contraintes. Lorsque celles-ci sont réparties uniformément (compression simple, fig. VI.26, *a*), on a $\alpha = 0$; en cas de flexion (fig. VI.26, *b*) on a $\alpha = 2$.

Le rectangle montré sur la figure VI.26, *c* est uniformément comprimé; l'un de ses côtés longs est encastré, l'autre est libre.

La formule générale définissant la contrainte normale critique (en kN/cm²), qui reste valable dans tout le domaine élastique, se présente comme suit:

$$\sigma_{cr} = (\xi \cdot 10^4)/k^2_{âme}. \qquad \text{(VI.60)}$$

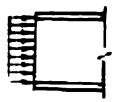
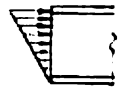
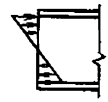
Dans cette formule $\xi$ est un coefficient qui dépend de $\alpha$; on trouve ses valeurs au tableau VI.9; $k_{âme} = h_0/\delta$ est la flexibilité de l'âme.

La contrainte normale critique dans l'âme de la poutre fléchie (en kN/cm²) est

$$\sigma_{cr} = \frac{k_0 10^4}{k^2_{âme}} = k_0 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2, \qquad \text{(VI.61)}$$

*Tableau VI.9*

**Valeurs du coefficient ξ dans la formule (VI.60)**

| Epures des contraintes | Rectangle partiellement encastré sur ses deux côtés longs | | | Rectangle encastré sur un côté long |
|---|---|---|---|---|
| |  |  |  | |
| | compression | compression + + flexion | flexion | compression |
| $\alpha$ | 0 | 1 | 2 | — |
| $\xi$ | 10 | 21 | $k_0$ | 0,8 |

où les valeurs de $k_0$ sont prises au tableau VI.10 en fonction de la quantité $\gamma$ qui tient compte des conditions d'encastrement partiel de l'âme dans les membrures:

$$\gamma = c \frac{b_m}{h_0} \left( \frac{\delta_m}{\delta} \right)^3; \qquad \text{(VI.62)}$$

dans cette formule $b_m$ et $\delta_m$ sont la largeur et l'épaisseur de la membrure comprimée de la poutre; $c$ est un coefficient égal à $\infty$ lorsque la membrure comprimée de la poutre supporte une couche continue de dalles rigides, et à 0,8 dans tous les autres cas.

*Tableau VI.10*

**Valeurs du coefficient $k_0$**

| $\gamma$ | Poutres soudées | | | | | | | Poutres rivées |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0,8 | 1 | 2 | 4 | 6 | 10 | $\geqslant 30$ | $\gamma$ quelconque |
| $k_0$ | 63 | 66,2 | 70 | 72,7 | 73,2 | 73,7 | 74,6 | 70 |

Proposons-nous de déterminer quelle doit être la flexibilité critique pour que la contrainte normale critique devienne égale à la limite d'élasticité $\sigma_e = 24$ kN/cm$^2$ (pour l'acier 3). De l'équation (VI.60) on déduit:

pour $\alpha = 0$

$$k_{cr} = h_0/\delta = 100 \sqrt{\xi/\sigma_e} = 100 \sqrt{10/24} \approx 65;$$

pour $\alpha = 2$ et $\gamma = 0{,}8$

$$k_{cr} = h_0/\delta = 100 \sqrt{63/24} \approx 162.$$

Si un côté est encastré et l'autre est libre, on a

$$k_{cr} = b_1/\delta_m = 100\sqrt{0{,}8/24} \approx 18.$$

Si le rectangle comprimé est partiellement encastré sur ses deux côtés longs (cas d'un poteau à âme pleine) et que $h_0/\delta < 65$, l'âme atteint sa limite d'élasticité avant de céder au flambement.

En présence d'une flexion, l'âme commence à céder au flambement à la suite des contraintes normales pour une valeur de $h_0/\delta > > 162$. Or, pour compenser le caractère approché de certaines considérations, il est recommandé, en déduisant les formules ci-dessus, de prendre la flexibilité critique de l'âme (pour les contraintes normales uniquement) égale à 160 pour l'acier 3 et à $160\sqrt{21/R}$ pour les autres aciers.

Un rectangle comprimé encastré sur un seul côté (moitié d'une membrure de poutre) ne peut céder au flambement qu'avec $b_1/\delta_m > > 18$. Les normes recommandent cependant, pour tenir compte du caractère imparfait de l'encastrement et de certains autres facteurs, de ne pas prendre $b_1/\delta_m$ supérieur à 15 pour l'acier 3 et à $15\sqrt{21/R}$ pour les autres aciers ; on a donc pour le groupe principal des aciers faiblement alliés ($R = 29$ kN/cm$^2$) $b_1/\delta_m = 12{,}5$.

Si la poutre travaille dans les conditions d'une contrainte inférieure à la contrainte limite, on peut augmenter la valeur limite de $b_1/\delta_m$ en la miltipliant par un coefficient de majoration $\sqrt{R/\sigma}$, l'augmentation totale ne dépassant cependant pas 25 %.

**Flambement local de l'âme à la suite des contraintes normales et tangentielles simultanées.** La flexion de la poutre fait naître dans l'âme un état de contrainte triaxiale provenant des contraintes normales et tangentielles simultanées, qui risquent de provoquer un flambement local de l'âme.

On sait déjà que la vérification au flambement de l'âme est nécessaire quand $h_0/\delta > 110\sqrt{21/R}$. On raidit alors l'âme en posant des raidisseurs jumelés sur toute la hauteur de l'âme.

Il est recommandé de raidir l'âme d'une haute poutre mince avec $h_0/\delta > 160\sqrt{21/R}$, en plus des raidisseurs (nervures) transversaux, par une nervure jumelée longitudinale posée dans la zone comprimée de l'âme (voir fig. VI.42).

On vérifie l'âme au flambement par compartiments (rectangles) successifs formés par les membrures et les raidisseurs (voir fig. VI.25, *c*). En variant l'écartement des raidisseurs, on finit par trouver un rapport des longueurs des côtés du rectangle propre à assurer la stabilité de l'âme.

Après avoir préalablement choisi la disposition des raidisseurs à l'écartement maximal, on vérifie l'âme au flambement par suite des contraintes normales et tangentielles simultanées. Les recherches de S. Timoshenko, de P. Papkovitch et (plus tard) de B. Browde

ont permis de formuler la condition de stabilité locale de l'âme:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2+(\tau/\tau_{cr})^2}\leqslant 1. \qquad \text{(VI.63)}$$

Dans cette expression $\sigma$ et $\tau$ sont les contraintes de calcul dans l'âme de la poutre; $\sigma_{cr}$ et $\tau_{cr}$, les valeurs critiques des contraintes normales et tangentielles (en kN/cm²) dans le cas où elles sont appliquées séparément, égales (voir (VI.61), (VI.57)) à

$$\sigma_{cr}=k_0\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2;\quad \tau_{cr}=\left(12{,}5+\frac{0{,}5}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2.$$

La contrainte de calcul $\sigma$ est déterminée d'après la section brute, sans introduire le coefficient $\varphi_p$; conformément aux normes, on la calcule en fonction de la valeur moyenne du moment fléchissant dans les limites du compartiment si sa longueur n'est pas supérieure à la hauteur de la poutre; dans le cas contraire, on calcule $\sigma$ en fonction du moment moyen pour le tronçon le plus sollicité de longueur égale à celle de la hauteur du compartiment. La contrainte tangentielle moyenne dans l'âme est calculée (en kN/cm²) à l'aide de la formule

$$\tau=Q/(h_{\text{âme}}\delta) \qquad \text{(VI.64)}$$

dans laquelle $Q$ est la valeur moyenne de l'effort tranchant à l'intérieur du compartiment; $h_{\text{âme}}$ est la hauteur totale de l'âme.

Si le point de changement de section de la poutre se situe dans le compartiment considéré, on vérifie cette section de l'âme au flambement en reprenant les contraintes qui ont été calculées pour la section diminuée.

Lorsque les charges sont concentrées dans les points dépourvus de raidisseurs, on contrôle l'âme au flambement au moyen de la formule (VI.84) en définissant la contrainte locale $\sigma_1$ par la formule (VI.13) et conformément à la figure VI.6, *b*.

EXEMPLE VI.9. Soit à vérifier au flambement l'âme d'une poutre soudée conforme aux conditions des exemples VI.5 et VI.7 et à placer les raidisseurs. Portée de la poutre $l = 12$ m. Charge de calcul uniformément répartie $q = 211{,}3$ kN. La section diminuée de la poutre est constituée d'une âme de $1460 \times 10$ et de deux membrures de $300 \times 20$ mm. Le point de changement de section est sollicité par un moment $M_1 = 2113$ m·kN et un effort tranchant $Q = 845$ kN.

**Solution.** Voyons si les raidisseurs sont bien nécessaires: la réponse est positive, car on a $h_0/\delta = 146/1 = 146 > 70$. De surcroît, un calcul au flambement s'impose, car $h_0/\delta > 110$.

Cherchons les contraintes de calcul normales et tangentielles $\sigma$ et $\tau$ appliquées à l'âme dans le point de changement de section.

Pour la section diminuée de la poutre, la contrainte normale de compression au bord de l'âme est

$$\sigma=\frac{M_1}{W_1}\cdot\frac{h_{\text{âme}}}{h}=\frac{211\,300\cdot 146}{12\,200\cdot 150}\ \text{kN/cm}^2=16{,}8\ \text{kN/cm}^2$$

(on a pris $W_1 = 12\,200$ cm³ comme dans l'exemple VI.7).

On calcule la contrainte tangentielle moyenne à l'aide de la formule (VI.64):

$$\tau=\frac{Q}{h_{\text{âme}}\delta}=\frac{845}{146\cdot 1}\ \text{kN/cm}^2=5{,}8\ \text{kN/cm}^2.$$

Cherchons la contrainte tangentielle critique : à cet effet, calculons d'abord le coefficient d'encastrement $\gamma$ de l'âme d'après la formule (VI.62) :

$$\gamma = c\,\frac{b_m}{h_0}\left(\frac{\delta_m}{\delta}\right)^3 = \frac{0{,}8 \cdot 30}{146}\left(\frac{2}{1}\right)^3 = 1{,}31.$$

Ceci fait, on lit $k_0 = 67{,}4$ au tableau VI.10 et l'on calcule la contrainte normale critique d'après la formule (VI.61) :

$$\sigma_0 = k_0\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 = 67{,}4\left(\frac{100 \cdot 1}{146}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 31{,}6 \text{ kN/cm}^2.$$

Les raidisseurs seront placés avec un écartement aussi large que possible $a = 2h = 2 \cdot 150 = 300$ cm ; on retient donc $\mu = a/h_0 = 3 : 1{,}46 = 2{,}05$. On calcule la contrainte tangentielle critique par la formule (VI.57) :

$$\tau_{cr} = \left(12{,}5 + \frac{9{,}5}{(2.05)^2}\right)\left(\frac{100 \cdot 1}{146}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 6{,}95 \text{ kN/cm}^2.$$

On vérifie l'âme de la poutre au flambement à l'aide de la formule (VI.63) :

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{16{,}8}{31{,}6}\right)^2 + \left(\frac{5{,}8}{6{,}95}\right)^2} = 0{,}97 < 1,$$

ce qui signifie que l'écartement choisi des raidisseurs (3 m) est acceptable du point de vue de la stabilité de l'âme.

### *3. Raidisseurs*

Les raidisseurs d'une poutre soudée ont une largeur $b_r$ définie par une inégalité empirique

$$b_r \geqslant h/30 + 40 \text{ mm}, \qquad \text{(VI.65)}$$

où $h$ est la hauteur de l'âme, mm.

Les raidisseurs d'une poutre rivée sont confectionnés à partir d'une cornière dont la largeur d'aile saillante doit vérifier la même condition (VI.65). L'épaisseur des raidisseurs ne doit pas être inférieure à $1/15 b_r$. Tous les raidisseurs, placés l'un en regard de l'autre, sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre. Chaque raidisseur (sauf les raidisseurs sur appui) est attaché à l'âme par un cordon de soudure d'épaisseur minimale ($h_c = 4$ à 5 mm). Les raidisseurs seront coupés aux deux extrémités, en laissant un côté de coupe de 20 à 30 mm dans le sens de la largeur et de la hauteur (fig. VI.27, *a*). Chaque raidisseur doit être posé à cheval sur la cornière de membrure, ne s'arrêtant qu'à la naissance du congé de l'aile (fig. VI.27, *b*). Une cale d'épaisseur égale à celle de la cornière est insérée à cet effet entre le raidisseur et l'âme. Les raidisseurs sont attachés par un nombre minimal de rivets, posés avec un intervalle voisin de $12d$.

Au droit de l'appui, la poutre est sollicitée par une force de réaction concentrée sur une surface relativement restreinte de la poutre. La réaction d'appui, assimilée à une force active concentrée,

est transmise par des raidisseurs d'appui ajustés sur la membrure inférieure (fig. VI.27, *a*, *b*) ou par une tôle soudée à la face en bout de la poutre (fig. VI.27, *c*); dans ce cas le bord saillant inférieur de la tôle d'appui travaille à l'écrasement.

On calcule l'aire de section de la tôle d'appui ou des raidisseurs d'appui à l'aide de la formule

$$F = A/R_{\text{écr. extr.}}, \qquad \text{(VI.66)}$$

dans laquelle $A$ est la réaction d'appui de calcul; $R_{\text{écr.extr.}}$ est la résistance de calcul de l'acier à l'écrasement de la surface d'extrémité.

Dans une poutre rivée, on calcule par la formule (VI.66) l'aire de surface des ailes saillantes des cornières qui doivent être ajustées

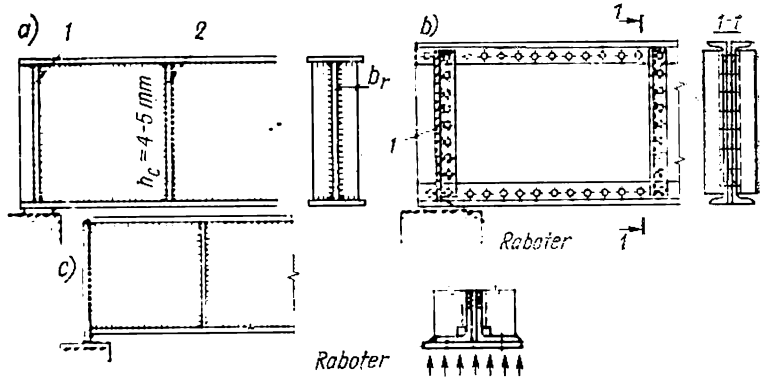



Fig. VI.27. Raidisseurs:
*1* — raidisseur sur appui; *2* — raidisseur intermédiaire

à la membrure, car on est amené à couper l'aile de la cornière adjacente à l'âme et une partie de l'aile saillante avant l'origine du congé de la cornière de membrure (fig. VI.27, *b*).

On doit en outre vérifier les raidisseurs d'appui ou les cornières à la flexion locale dans un plan perpendiculaire au plan de la poutre, en les assimilant aux montants sollicités par une réaction d'appui. La section d'un tel montant fictif est constituée par les raidisseurs et par une bande d'âme large de 15δ au plus de part et d'autre du raidisseur, si bien qu'on a en fait une section cruciforme. La longueur de flambement $l$ du montant est prise égale à la hauteur de l'âme. La vérification est faite à l'aide de la formule

$$\sigma = A/(\varphi F) \leqslant R. \qquad \text{(VI.67)}$$

L'attache des raidisseurs d'appui ou des cornières à l'âme est calculée au cisaillement dû à la réaction d'appui $A$.

## § 30. JOINTS, NŒUDS D'APPUI ET ATTACHES DES POUTRES COMPOSÉES

### *1. Joints*

On distingue les joints d'atelier et les joints de chantier.

Les joints d'atelier sont des assemblages de certains profilés ou plats de la section nécessités par la longueur insuffisante des produits laminés. Les joints des profilés ou plats isolés peuvent être placés en tout point de la longueur, en fonction des nécessités constructives.

Les joints de chantier représentent des assemblages faits en vue de former un bloc de construction future commode pour l'expédition de l'usine au chantier. On cherche généralement à réunir les joints de tous les éléments laminés dans une même section : c'est un joint cumulé, ou universel. La longueur d'un tel bloc ne doit pas dépasser 9,1 m pour l'embarquement sur un wagon plat à deux essieux de 20 t, ou 13 m pour son embarquement sur un wagon plat à quatre essieux de 50 ou 60 t. On peut aussi utiliser un couplage de deux wagons plats : en ce cas la longueur d'un bloc peut atteindre 19 m et 27 m respectivement.

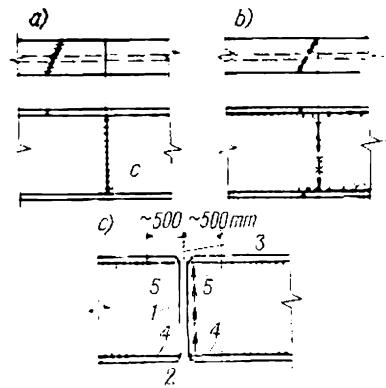



Fig. VI.28. Joints de poutres soudées

Un joint de chantier est beaucoup plus onéreux qu'un joint d'atelier, aussi doit-on chercher à réduire au minimum le nombre de joints de chantier. Le taux d'utilisation du wagon, c'est-à-dire le rapport du poids du chargement à la capacité de charge du wagon, doit tendre vers l'unité.

**Joints soudés.** La figure VI. 28 illustre quelques cas d'assemblage de deux poutres composées soudées. Le joint montré sur la figure VI.28, *a* est un joint d'atelier, à jonctions imbriquées des éléments des membrures et de l'âme. Le joint de la figure VI.28, *b* est un joint de chantier. L'aboutement simple de l'âme peut être réalisé par soudure manuelle avec un contrôle par les procédés classiques dans une section de la poutre où la contrainte dans le point *C* du cordon de soudure (fig. VI.28, *a*) n'est pas supérieure à la résistance de calcul à la traction du joint soudé. Un aboutement d'âme (fig. VI.28, *a*, *b*) peut aussi supporter le moment maximal, mais à condition d'être réalisé avec des électrodes à indice A (Э42A, Э50A) garantissant une plasticité suffisante du métal qui résiste aux fortes contraintes du joint vertical au droit des ailes. Le renforcement d'un tel point avec un couvre-joint en losange s'avère inefficace, car, à cause des fortes contraintes de retrait après le soudage, les condi-

tions de travail du joint en cet endroit deviennent nettement défavorables.

La succession des opérations de soudage revêt une importance toute particulière. Pour fabriquer une poutre, on commence par assembler les éléments à joints transversaux et les souder un à un (joints des semelles, joints d'âme, joints d'attache des raidisseurs), car ce sont les joints transversaux qui présentent le plus fort retrait. Après l'assemblage, on exécute les cordons d'attache des membrures.

En soudure automatique, on place les raidisseurs après avoir soudé les membrures, car les raidisseurs empêchent l passage de la tête de soudage.

Les chiffres *1* à *5* (fig. VI.28, *c*) indiquent la succession de soudage d'un joint d'atelier. On commence par les cordons transversaux; afin de permettre un retrait non gêné des cordons *2* et *3*, qui dépend de la déformation possible des tôles des membrures, on interrompt ces cordons de soudure à environ 500 mm de part et d'autre du joint. En dernier lieu, on exécute les soudures longitudinales *4* et *5* qui ne présentent qu'un retrait longitudinal insignifiant.

**Calcul d'un joint soudé.** La soudure de chaque élément de section de la poutre est à calculer séparément, en répartissant le moment fléchissant entre les éléments en raison directe de leurs moments d'inertie; on détermine le moment de l'âme à l'aide de la formule

$$M_{\text{âme}} = M_{\text{p}} \frac{J_{\text{âme}}}{J_{\text{p}}}, \qquad \text{(VI.68)}$$

dans laquelle $M_{\text{p}}$ est le moment de calcul total dans le joint de la poutre; $J_{\text{âme}}$, le moment d'inertie de l'âme; $J_{\text{p}}$, le moment d'inertie total de la poutre entière.

L'effort tranchant de calcul $Q$ agissant sur le joint est transmis intégralement sur l'âme. La résistance du joint d'âme soudé bout à bout (fig. VI.28, *a*) est vérifiée à l'aide des formules de flexion usuelles.

L'effort agissant sur le joint d'une membrure est calculé par la formule

$$N_{\text{m}} = (M_{\text{p}} - M_{\text{âme}})/h. \qquad \text{(VI.69)}$$

Lors du calcul, le joint de la poutre (fig. VI.28, *c*) est assimilé à une section entière constituée par un cordon soudé bout à bout. La plus grande contrainte de calcul en traction ne doit pas dépasser $R^{\text{s}}_{\text{tr}}$ dans cette section.

**Joints rivés.** La figure VI.29, *a* montre un joint d'atelier de l'âme d'une poutre rivée, réalisé avec deux couvre-joints posés sur toute la hauteur de l'âme. Les joints d'atelier des cornières des membrures et des semelles sont montrés sur la figure VI. 29,*b*, *c*. En étudiant un joint, on cherche principalement à garantir un recouvrement avec un élément dont l'aire de section n'est pas inférieure à celle des profilés (plats) joints.

Un joint de chantier d'une poutre composée est représenté sur la figure VI.29, *d*. Les joints des semelles multiples (fig. VI.29, *e*) sont disposés en escalier.

L'écartement entre rivets est choisi aussi faible que possible (3*d* à 3,5*d*), afin de réduire le poids des éléments. En cas de perçage au gabarit des trous de rivets, l'écartement doit être multiple d'un

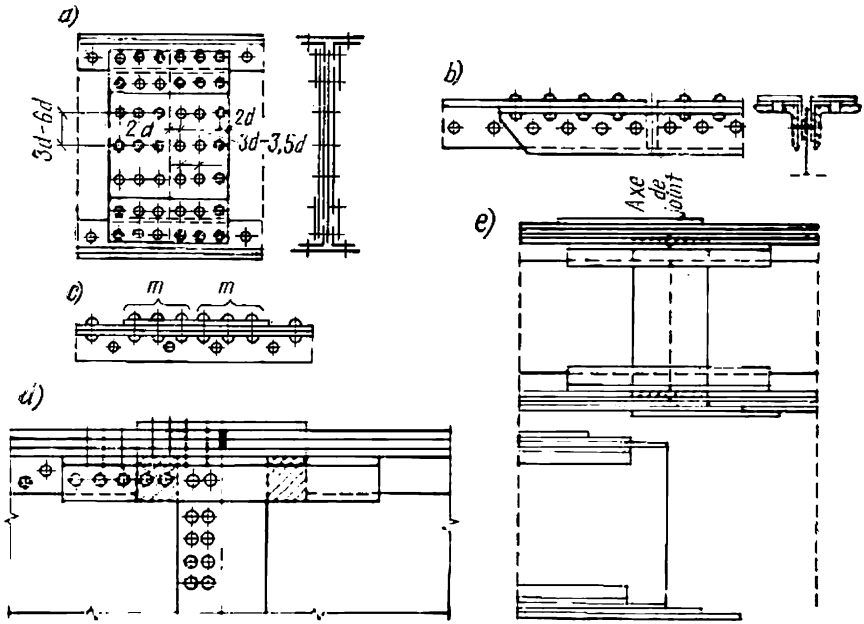



Fig. VI.29. Joints de poutres rivées

module choisi en usine (30-40-50 mm). Il est bon que l'écartement maximal des rivets des membrures en dehors du joint soit multiple du module, lui aussi.

En certains cas, les joints de chantier des poutres soudées peuvent être réalisés à l'aide de rivets ou de boulons de haute résistance avec des couvre-joints doubles. On doit se rappeler cependant que les trous de rivets ou de boulons affaiblissent la section de la poutre.

**Calcul d'un joint rivé.** On calcule séparément la rivure de chaque élément. Le nombre de rivets nécessaires pour le recouvrement du joint des semelles et des cornières des membrures est calculé d'après l'aire de section de l'élément en supposant que la section est utilisée entièrement en compression ou en traction :

$$n = N/[N]^{\mathrm{r}}, \qquad \text{(VI.70)}$$

où $n$ est le nombre de rivets sur une moitié de couvre-joint (sur un côté du joint) ; $N$ est l'effort de calcul, déterminé en fonction de l'aire de section de l'élément.

Un joint rivé de l'âme sollicité en flexion est calculé en supposant que le moment extérieur agissant sur l'âme est équilibré par la somme des couples internes dans les files de rivets horizontales sur une moitié de couvre-joint, couples dont les bras sont symétriques par rapport à l'axe neutre (fig. VI.30):

$$M_{\text{âme}} = \sum N_i l_i = N_1 l_1 + N_2 l_2 + N_3 l_3 + \ldots$$

Puisque tous les efforts $N_i$ se laissent exprimer en fonction de l'effort maximal $N_1$:

$$N_2 = N_1 \frac{l_2}{l_1}; \quad N_3 = N_1 \frac{l_3}{l_1}$$

et ainsi de suite, il vient

$$M_{\text{âme}} = \frac{N_1}{l_1} (l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + \ldots).$$

On en déduit l'effort maximal agissant dans la file extrême (la plus sollicitée) de rivets:

$$N_{\max} = \frac{M_{\text{âme}} l_{\max}}{\Sigma l_i^2}. \qquad \text{(VI.71)}$$

Chaque rivet isolé sera sollicité par un effort horizontal

$$N_r = N_{\max}/m,$$

où $m$ est le nombre de files de rivets verticales sur une moitié de couvre-joint.

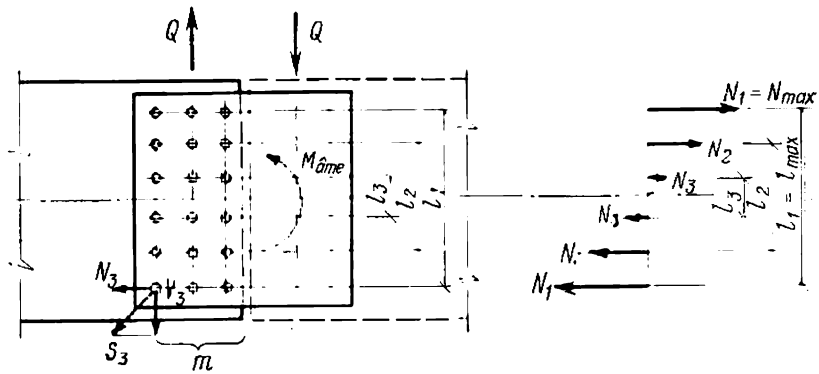



Fig. VI.30. Pour le calcul à la flexion d'un joint d'âme

En plus d'un moment, le joint peut être sollicité par un effort tranchant, supposé uniformément réparti sur tous les rivets de la moitié de couvre-joint. Chaque rivet extrême résiste alors à un effort vertical

$$V_r = Q/n, \qquad \text{(VI.72)}$$

où $n$ est le nombre de rivets sur la moitié de couvre-joint.

La résultante des efforts sollicitant un rivet extrême sera :

$$S_r = \sqrt{N_r^2 + V_r^2} = \sqrt{\left(\frac{M_{âme} l_{max}}{m \Sigma l_i^2}\right)^2 + \left(\frac{Q}{n}\right)^2} \leqslant [N]^r, \quad \text{(VI.73)}$$

où $[N]^r$ est l'effort admissible sur un rivet isolé.

Un joint par boulons à haute résistance est calculé d'une façon analogue, en prenant respectivement $[N]^b$ au lieu de $[N]^r$.

EXEMPLE VI.10. Calculer le joint d'une poutre conforme aux conditions de l'exemple VI.6, situé au milieu de la travée. On a $l = 12$ m ; $q = 211{,}3$ kN/m ; $M_{max} = 3800$ m·kN ; effort tranchant au milieu de la travée $Q = 0$. La section

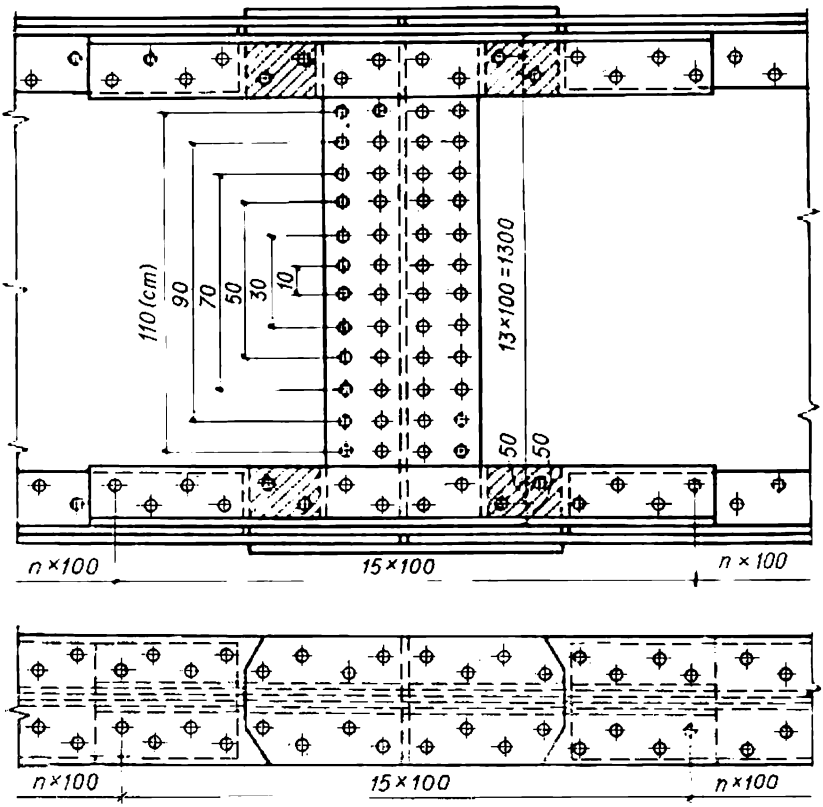



Fig. VI.31. Pour l'exemple VI.10

de la poutre est constituée par une tôle verticale (âme) de 1490 × 10 mm, des cornières des membrures de 140 × 12 mm de section $F_{corn} = 32{,}5$ cm² et des semelles de 340 × 18 mm de section $F = 61{,}2$ cm².

**Solution.** Le joint est conçu conformément au schéma de la figure VI.31. On choisit le diamètre des rivets $d = 23$ mm.

Le joint des semelles est protégé par deux couvre-joints dont l'inférieur est posé entre les cornières des membrures et la semelle. L'épaisseur de chaque

couvre-joint est égale à celle des cornières $\delta = 12$ mm ; on a donc en somme 24 mm, ce qui est supérieur à l'épaisseur de la semelle $\delta = 18$ mm.

Cherchons le nombre de rivets d'attache des couvre-joints des semelles.

Effort admissible sur chaque semelle :

$$N = F_{nt}R = (61{,}2 - 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}8)\ 21 = 1110 \text{ kN}.$$

Effort admissible pour un rivet :

— par la condition de pression latérale (épaisseur 18 mm, trous percés) :

$$[N]^r_{écr} = d\delta R^r_{écr} = 2{,}3 \cdot 1{,}8 \cdot 42 = 174 \text{ kN} ;$$

— par la condition du double cisaillement :

$$[N]^r_{cis} = n_{cis} \frac{\pi d^2}{4} R^r_{cis} = 2 \frac{3{,}14 \cdot 2{,}3^2}{4} 18 = 149{,}4 \text{ kN}.$$

Le nombre de rivets nécessaires sur une moitié de couvre-joint sera donc :

$$n = \frac{N}{[N]^r_{cis}} = \frac{1110}{149{,}4} \approx 8 \text{ rivets}.$$

On disposera les rivets en quinconce.

Cherchons le nombre de rivets d'attache des couvre-joints des cornières.

Effort maximal sur chaque cornière (voir fig. VI.18, *a* et VI.19) :

$$N = F_{nt}R \frac{2a}{h} = (32{,}5 - 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}2)\ 21 \frac{2 \cdot 71{,}1}{2 \cdot 76{,}8} = 526 \text{ kN}.$$

Effort maximal sur chaque rivet $d = 23$ mm en cisaillement simple :

$$[N]^r_{cis} = \frac{\pi d^2}{4} R^r_{cis} = \frac{3{,}14 \cdot 2{,}3^2}{4} 18 = 74{,}7 \text{ kN}.$$

Nombre de rivets nécessaires sur chaque cornière :

$$n = \frac{N}{[N]^r_{cis}} = \frac{526}{74{,}7} = 7{,}1 \text{ rivets}.$$

On prend donc 8 rivets et on les dispose sur les ailes horizontale et verticale de la cornière.

Calculons maintenant les rivures d'attache des couvre-joints sur l'âme.

On retient l'épaisseur du couvre-joint $\delta = 12$ mm, sinon, la cornière de joint ne pourra pas être placée. Les rivets seront placés en deux files verticales, $m = 2$ (on met plus de deux files de rivets sur une moitié de couvre-joint uniquement dans des poutres très puissantes).

Les rivets seront disposés verticalement comme il est montré sur la figure VI.31.

L'âme de la poutre est sollicitée par le moment

$$M_{âme} = M_p \frac{J_{âme}}{J_p} = \frac{3800 \cdot 276\,000}{1\,642\,000} \text{ m} \cdot \text{kN} = 638 \text{ m} \cdot \text{kN}.$$

Cherchons l'effort horizontal maximal agissant sur chaque rivet de la file extrême :

$$N_{max} = \frac{M_{âme} l_{max}}{m \Sigma l_i^2} = \frac{63\,800 \cdot 130}{2 \cdot 45\,500} = 91 \text{ kN},$$

où $l_{max} = 130$ cm ;

$$\Sigma l_i^2 = 10^2 (1 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2) = 45\,500 \text{ cm}^2.$$

Effort admissible sur un rivet (par la condition de pression latérale) :

$$[N]^{r}_{écr} = d\delta R^{r}_{écr} = 2{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 42 = 116 \text{ kN}.$$

Puisque $Q = 0$, on a $S_r = 91$ kN $< 116$ kN.

Deux files verticales sur chaque moitié de couvre-joint suffisent donc pleinement.

### 2. *Nœuds d'appui et attaches*

L'assemblage d'une poutre composée sur un poteau peut se présenter, suivant la solution constructive adoptée, sous forme d'un appui franc ou d'une attache latérale (articulée ou encastrée). L'attache peut se faire à l'aide d'une bride ou d'un tasseau. Une attache

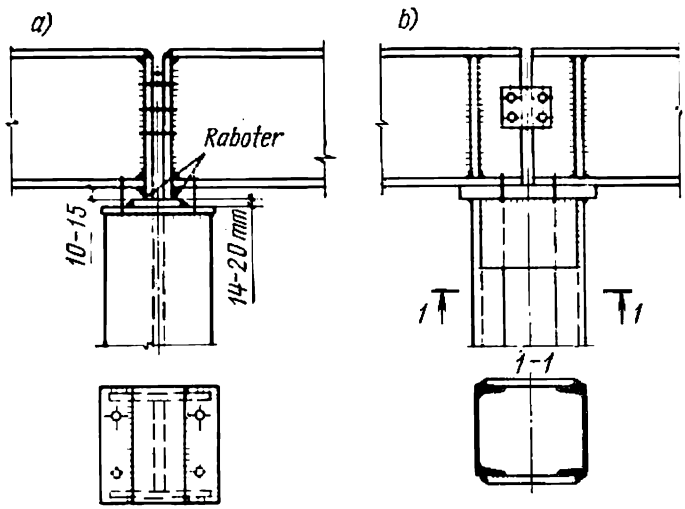



Fig. VI.32. Appui franc des poutres sur un poteau

articulée ne transmet que la réaction d'appui, tandis qu'une attache encastrée transmet en outre un moment d'appui.

Les appuis francs sont montrés sur la figure VI.32. En général, la pression d'appui sur le poteau d'une poutre de 25 à 30 m de portée est transmise par l'intermédiaire d'une plaque de répartition plate. On remarque sur la figure VI.32, *a* des raidisseurs (plats) d'appui qui débordent vers le bas de 10 à 15 mm aux extrémités des poutres. Les faces fraisées (rabotées) des raidisseurs garantissent une transmission centrée de la pression d'appui. La membrure inférieure de la poutre, bien que ne touchant pas le poteau, est attirée par des boulons vers celui-ci. Un cas inverse est représenté sur la figure VI.32, *b* : les raidisseurs assurent ici la transmission des pressions d'appui, par l'intermédiaire d'une plaque de répartition, sur les éléments en U du poteau. Pour des raisons constructives, on choisit l'épaisseur de

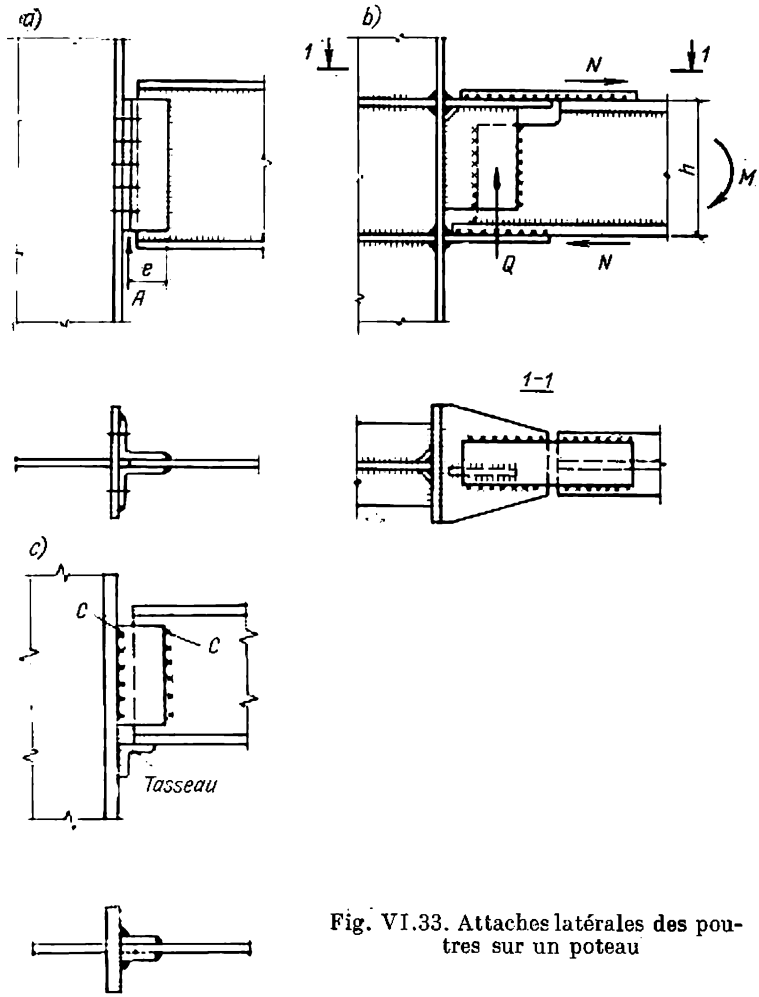



Fig. VI.33. Attaches latérales des poutres sur un poteau

la plaque d'appui égale à 16-20 mm (sauf si la plaque travaille à la flexion).

L'attache articulée de la poutre sur le poteau par l'âme seule (à l'aide de boulons) est montrée sur la figure VI.33, *a*. Les boulons d'attache sont calculés au cisaillement pour la réaction d'appui $A$ majorée de 20 %. Le caractère articulé de cette attache est déterminé par la faible raideur de l'ensemble (ouverture possible des ailes de cornières, desserrage des écrous, etc.).

L'attache montrée sur la figure VI.33, *c* est à proscrire. Elle doit en principe être articulée, car la réaction d'appui y est transmise par l'âme uniquement : or, en réalité, il s'agit d'une attache encastrée,

car la déformation des cornières assurant la flexibilité et la rotation de la poutre sollicitée en flexion (voir fig. VI.33, *a*) y est impossible. Il en découle, de façon bien évidente, des contraintes exagérées des soudures (dans les points *C*).

Si l'on veut réaliser une attache encastrée (rigide), il y a lieu de relier solidement les membrures de la poutre à l'appareil d'appui. Dans l'exemple montré sur la figure VI.33, *b* les attaches des membrures supérieure et inférieure sont différentes : grâce à une telle disposition, les soudures des membrures pourront être exécutées sur chantier à plat.

Les modes d'attache montrés sur la figure VI.33 ne conviennent qu'à une charge statique, car ils présentent des jeux qui risquent de devenir des pointes de contrainte en cas de charge dynamique.

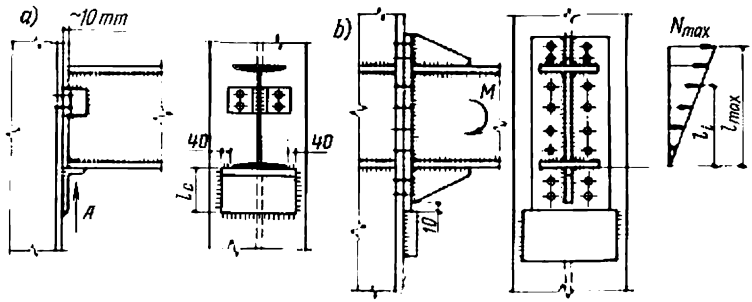



Fig. VI.34. Attache latérale des poutres sur un poteau par appui sur un tasseau

La figure VI.34, *a* montre une attache particulièrement commode pour le montage sur le chantier : c'est une attache latérale articulée par appui sur un tasseau en cornière à ailes inégales, soudé sur le poteau et confectionné en coupant une partie d'aile de la cornière ordinaire. Le tasseau reprend la totalité de la pression d'appui de la poutre *A* transmise au poteau par les joints soudés. Or, un côté du tasseau peut se trouver surchargé à cause d'une imprécision de fabrication : dans la prévision d'un tel cas, on calcule généralement la longueur du cordon d'attache $l_c$ sur chaque côté du tasseau pour une charge égale à $2/3A$. Les cornières soudées sur l'âme ne sont pas conçues pour transmettre un effort mais pour assurer l'assemblage ; chaque cornière est réunie au poteau par deux boulons.

Les tasseaux sont souvent confectionnés à partir d'un plat de forte épaisseur ($\delta = 25$ à 30 mm). L'attache rigide représentée sur la figure VI.34, *b* est réalisée au moyen d'un tasseau et d'une bride en tôle forte. Une attache de ce type peut reprendre non seulement la pression d'appui transmise sur le tasseau mais aussi le moment, lequel est transmis des membrures de la poutre à la bride (nervure d'appui) boulonnée sur le poteau. La déformée de l'ensemble (l'axe neutre) se situe à peu près à la hauteur de la membrure inférieure de

la poutre, ce qui a été confirmé par des expériences. L'effort maximal sollicitant les deux boulons de haut, situés sur un même axe horizontal et travaillant à la traction est calculé par la formule (VI.71) (fig. VI.34, *b*).

L'arête inférieure de la nervure d'appui, qui deborde de 10 mm vers le bas, doit être rabotée, de même que la tranche supérieure du tasseau. Pour garantir une transmission complète de la pression d'appui sur le tasseau, on fait le diamètre des trous sur la nervure de 2 à 3 mm supérieur au diamètre des boulons, afin d'empêcher le travail des boulons au cisaillement. La nervure d'appui doit avoir

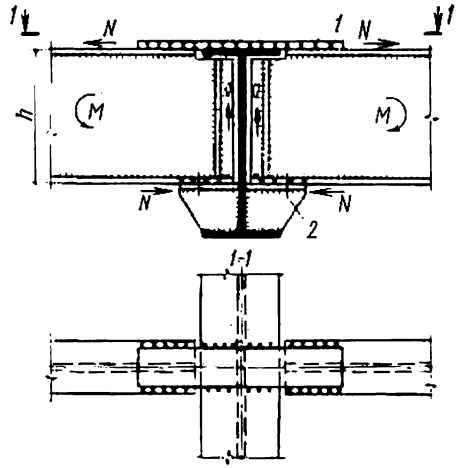



Fig. VI.35. Assemblage rigide des solives soudées:
*1* — plate-bande; *2* — boulon d'assemblage

une épaisseur suffisante (de 16 à 20 mm), car elle ne travaille pas seulement en compression mais aussi en flexion.

Un exemple d'assemblage encastré des solives soudées sur une poutre est montré sur la figure VI.35: le moment d'appui y est transmis par une plate-bande posée sur la membrure supérieure et calculée pour résister à l'effort total $N = M/h$, tandis que la membrure inférieure repose sur un tasseau.

## § 31. POUTRES DE ROULEMENT DES PONTS ROULANTS

### *1. Construction des poutres de roulement. Effet des charges*

Les poutres de roulement constituent la partie de la charpente destinée à assurer le déplacement d'un pont roulant, principal mécanisme de manutention desservant une halle de production. Les poutres de roulement reposent généralement sur les poteaux. Le pont roule sur des rails posés sur la membrure supérieure des poutres.

On utilise des poutres de roulement à âme pleine (continues ou à travées indépendantes) et (moins souvent) des poutres en treillis (fermes de roulement).

Les conditions d'exploitation des poutres de roulement sont caractérisées par les facteurs suivants :

1) la surcharge verticale mobile provenant du pont roulant exerce une action dynamique sur la poutre ;

2) les galets de roulement du pont produisent de fortes pressions concentrées qui sont transmises par les joints des membrures (soudures, rivures) à l'âme de la poutre qui se déforme ;

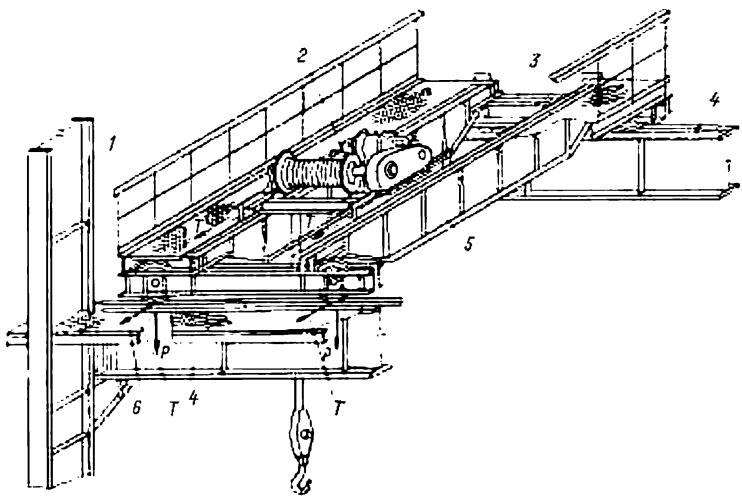



Fig. VI.36. Pont roulant :
*1* - poteau de l'ossature du bâtiment; *2* — chariot du pont; *3* — sommier du pont; *4* — poutre de roulement; *5* — poutre principale du pont; *6* — poutre-frein

3) les forces de freinage latérales provoquent une flexion de la membrure supérieure de la poutre dans le plan horizontal.

Le pont roulant se compose de deux poutres (fermes) principales qui constituent les chemins de roulement pour un chariot de levage portant une charge (fig. VI.36). Le poids de la charge, ainsi que le poids propre du pont et du chariot sont transmis aux poutres de roulement par les galets de roulement du pont. La pression des galets peut prendre une valeur maximale ou minimale, en fonction de la place occupée par le chariot. La valeur nominale maximale de pression des galets (pression d'utilisation) $P_{max}$ et la position relative des galets sont définies dans les normes relatives aux appareils de levage. Multipliant la charge nominale par un coefficient de sécurité ($n = 1{,}2$ pour les ponts roulants), on obtient la pression de calcul. En outre, un coefficient de majoration dynamique, égal à 1,1, est prévu pour tenir compte des changements brusques (éventuels) de

vitesse de levage de la charge, des aspérités des chemins de roulement et d'autres facteurs. En somme, la pression de calcul des galets est égale à $P = 1{,}1 \cdot 1{,}2 P_{max}$.

D'après leurs conditions d'exploitation, on distingue les ponts roulants à service occasionnel, normal, dur et extra-dur [45]. Les ponts roulants à service occasionnel ne sont utilisés, par exemple, qu'au montage des équipements. Le service normal caractérise (entre autres) les ponts roulants des ateliers de mécanique générale et de montage à facteur de marche (relatif) FM = 15 à 40 %. Un pont roulant à service dur ou extra-dur peut avoir un FM = 40 à 60 % et même 80 %, avec une utilisation très intensive et très prolongée de sa capacité de levage.

Les forces de freinage horizontales transversales apparaissent au moment de freinage du chariot. La force de freinage résultante $T_0$ appliquée sur le pont roulant est égale à

$$T_0 = \frac{1}{10}(Q+g)\frac{2}{4} = \frac{Q+g}{20}, \qquad \text{(VI.74)}$$

où $Q$ est la capacité de charge du pont, t ; $g$, le poids du chariot (défini par les normes ; à défaut, on admet $g = 0{,}3\,Q$) ; 1/10 est le coefficient de frottement ; 2/4 est une fraction dont le numérateur indique le nombre de galets munis de freins et le dénominateur, le nombre total de galets (étant donné que la force de frottement ne concerne que les galets équipés de freins).

La force de freinage $T_0$ exercée sur chaque poutre de roulement est également répartie sur tous les galets de roulement du pont. Sa valeur de calcul est obtenue en la multipliant par les mêmes coefficients de sécurité que pour les forces verticales de pression des galets.

En calculant les poutres de roulement et leurs attaches dans un bâtiment où le service du pont est dur ou extra-dur, au lieu de la force de freinage $T_0$, on prend en compte une force latérale $T_1$ pour chaque galet, provoquée par le gauchissement du pont, par un non-parallélisme des chemins de roulement, etc. ; on a $T_n^1 = 0{,}1 P_{max}$. Cette surcharge peut être dirigée tant en dedans de la travée qu'en dehors de celle-ci.

Les forces de freinage horizontales appliquées à la tranche supérieure du rail provoquent une torsion de la membrure supérieure, aggravée par le fait que la transmission de l'effort du rail à la poutre n'est pas toujours rigoureusement verticale. On prend généralement en considération une excentricité conventionnelle de 1,5 cm, en calculant et en étudiant la membrure supérieure.

En étudiant les poutres de roulement pour un pont à service dur et extra-dur, on introduit un coefficient des conditions du travail $m = 0{,}9$.

Si les poutres supportent en même temps deux ou quatre ponts roulants, on multiplie la charge par un coefficient d'utilisation simultanée $n_s$ dont on trouve les valeurs au tableau VI.11.

*Tableau VI.11*

**Coefficient d'utilisation simultanée $n_s$ de plusieurs ponts roulants**

| Service | Deux ponts roulants | Quatre ponts roulants |
|---|---|---|
| Occasionnel ou normal | 0,85 | 0,7 |
| Dur ou extra-dur | 0,95 | 0,8 |

### *2. Poutres de roulement à âme pleine*

*Types des sections*

Lorsque la portée des poutres ne dépasse pas 6 m et que la capacité de charge du pont n'est pas grande (3 à 5 t inclusivement), les chemins de roulement sont constitués par des poutrelles renforcées par

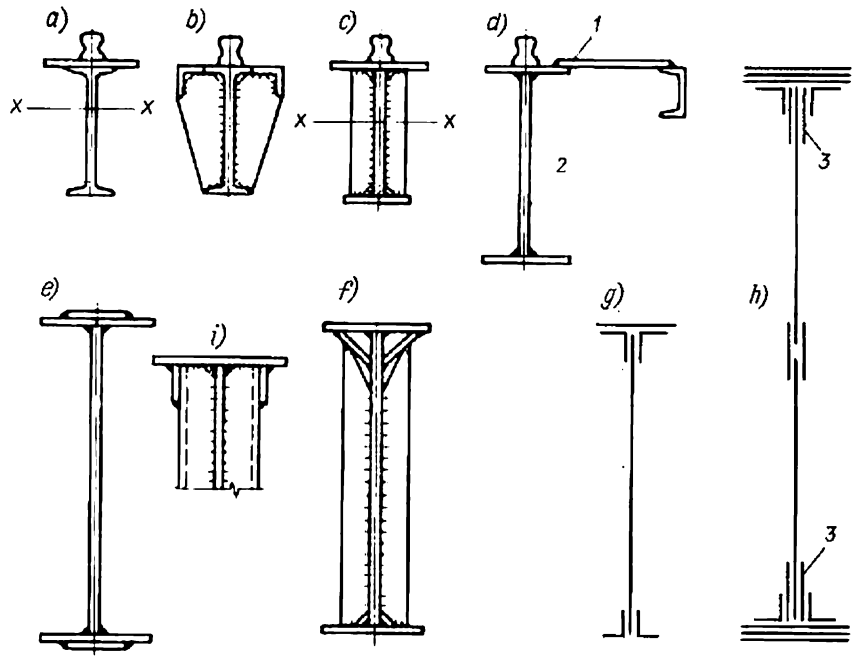



Fig. VI.37. Types des poutres de roulement à âme pleine:
*1* — poutre-frein; *2* — poutre de roulement; *3* — fourrures

des plats ou des cornières (fig. VI.37, *a*, *b*). Les poutres de 6 m de portée pour un pont de 5 à 30 t à service occasionnel ou normal sont généralement composées, à âme pleine et à section dissymétrique

(fig. VI.37, *c*), comportant une membrure supérieure élargie afin de reprendre les forces de freinage transversal; si possible, on utilise une poutrelle en H. Dans les autres cas on est obligé de prévoir une construction particulière, sous forme d'une poutre ou d'une ferme, conçue pour résister aux forces de freinage transversal (fig. VI.37, *d*).

Les poutres de roulement exploitées à ciel ouvert, dans un local non chauffé ou dans des conditions dures (ponts à service dur) sont fabriquées en acier ВСт3сп ou en acier faiblement allié. En cas de service occasionnel ou normal, on admet des poutres en acier ВСт3пс.

Les poutres soudées en H sont constituées de trois tôles, de manière à assurer une répartition économique du matériau entre membrures et âme ($\alpha = 0{,}5$ pour la hauteur optimale de la poutre, cf. § 28, n° 1), en observant un rapport entre l'épaisseur de la membrure et celle de l'âme: $\delta_m \leqslant (2{,}5 \text{ à } 3)\ \delta_{âme}$.

En calculant l'épaisseur à donner aux membrures, on doit en outre utiliser entièrement la résistance de calcul du matériau (en prenant une épaisseur de 30 mm pour l'acier 3 et une épaisseur de 32 mm pour certaines nuances d'acier faiblement allié, cf. § 13, n° 1). La largeur des membrures, comme on l'a déjà vu, doit être $b \leqslant 30\delta_m \sqrt{21/R}$. Pour résister au moment de torsion exercé sur la membrure supérieure, il est bon de prévoir des raidisseurs solidement soudés sur la membrure. Ceux-ci assureront également la stabilité de l'âme.

Pour une poutre de grande portée supportant un pont lourd, on prend des tôles de membrures larges; toutefois, une largeur plus grande que 0,8 à 1 m est à déconseiller. On préfère une membrure constituée par deux semelles superposées soudées, symétriques par rapport à l'âme; elles devront alors avoir une différence de largeurs non inférieure à 40 mm (fig. VI.37, *e*). Il est à noter que la semelle supérieure, légèrement déformée à la suite du retrait des soudures, risque de présenter des fissures provenant des efforts de traction engendrés par la pression du galet de roulement. Aussi fera-t-on les cordons aussi petits que possible (4 à 6 mm), afin de minimiser la déformation; d'autre part, on doit employer les électrodes à indice A ou prévoir une légère contre-flèche de la tôle. Ces conditions sont également applicables à une poutrelle renforcée par un plat (fig. VI.37, *a*).

On peut aussi élargir la membrure supérieure en soudant deux plats latéraux (fig. VI.37, *i*) à la membrure et aux cornières raidisseuses: une telle section résiste remarquablement à la torsion. Par contre, la solution consistant dans l'adjonction de deux tôles soudées inclinées (fig. VI.37, *f*) s'est avérée souvent inopérante.

Les poutres rivées conviennent mieux aux ateliers à conditions dures caractérisées par des sollicitations dynamiques; de telles poutres ont des membrures constituées par des cornières et des semelles (fig. VI.37, *g*).

De même, les poutres de roulement pour des ponts lourds (capacité de charge égale ou supérieure à 150 t) sont souvent rivées, car

les membrures soudées de forte section sont difficiles à fabriquer. La hauteur d'une telle poutre atteint facilement 4 à 5 m ; son âme est constituée alors par deux tôles juxtaposées, assemblées par un joint longitudinal à une ou deux files de rivets (fig. VI.37, *h*).

On augmente la section des membrures non seulement en mettant des semelles mais aussi en rivetant des fourrures sur l'âme : une telle membrure résiste mieux à la torsion.

Le nombre de semelles rivées ne doit pas être supérieur à trois, l'aire de section des cornières, comme on l'a déjà dit, n'étant pas inférieure à 30 % de la section totale de la membrure.

Dans une halle à travées multiples desservie par un pont roulant lourd, on pose des poutres de roulement jumelées à section en caisson sur les poteaux de la file médiane.

*Particularités de calcul des poutres de roulement à âme pleine*

**Détermination des efforts.** Le schéma de calcul reste le même que pour une poutre à âme pleine sollicitée par une charge statique, tout en présentant certaines particularités.

On détermine les moments de calcul et les efforts tranchants provenant du pont soit en traçant les lignes d'influence des deux ponts, soit en traçant une épure des moments et des efforts pour le cas de charge le plus défavorable. En déterminant le moment fléchissant maximal, on admet que le milieu de la poutre est équidistant de la résultante des charges et de la charge la plus rapprochée, laquelle correspond justement au moment le plus élevé.

Pour calculer l'effort tranchant maximal (réaction d'appui), on considère qu'une charge est placée juste à l'aplomb de l'appui, tandis que les autres charges sont groupées à une distance aussi courte que possible de la première. Les efforts provenant des forces verticales et horizontales doivent être calculés en mettant les ponts dans des positions identiques.

Pour tenir compte du poids propre de la poutre de roulement et de la surcharge exercée sur la poutre-frein, on multiplie les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants produits par les ponts ($M_{p.r}$ et $Q_{p.r}$) par des coefficients $\beta_1$ et $\beta_2$ qu'on trouve au tableau VI.12.

**Choix des sections.** On choisit la section à donner à une poutre de roulement à âme pleine de la même façon que pour une poutre

*Tableau VI.12*

**Coefficients $\beta_1$ et $\beta_2$**

| Portée de la poutre, m | 6 | 12 | 18 et plus |
|---|---|---|---|
| Pour $M_{p.r}$ | 1,03 | 1,05 | 1,08 |
| Pour $Q_{p.r}$ | 1,02 | 1,04 | 1,07 |

composée à charge statique, en tenant compte de certaines particularités.

La surcharge mobile concentrée dans des points de la membrure supérieure dépourvus de raidisseurs fait naître une pression localisée sur l'âme de la poutre (fig. VI.38). Lors de la vérification de la résistance, la contrainte $\sigma_1$ dans l'âme due à la pression locale ne doit pas excéder la résistance de calcul

$$\sigma_1 = \frac{n_1 P_1}{\delta z} \leqslant R, \qquad \text{(VI.75)}$$

où $P_1$ est la charge de calcul concentrée (ne tenant pas compte du coefficient dynamique mais affectée de coefficient de sécurité); $n_1$ est un coefficient égal à 1,5 pour un pont roulant à service dur à

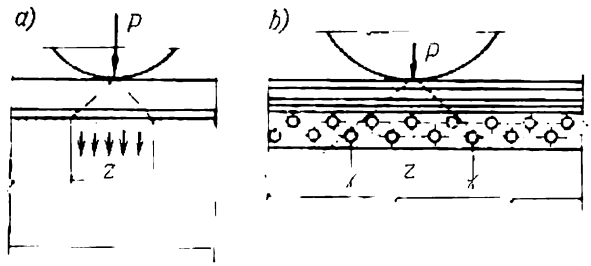



Fig. VI.38. Répartition de la pression concentrée sur l'âme et les attaches des membrures

suspension rigide, à 1,3 pour la suspension flexible et à 1,1 dans les autres cas; $\delta$, l'épaisseur de l'âme; $z$, une longueur conventionnelle de répartition de la pression provenant de la charge concentrée (fig. VI.38), définie par la formule

$$z = c\sqrt[3]{J_m/\delta} \qquad \text{(VI.76)}$$

dans laquelle $c$ est un coefficient égal à 3,25 pour les poutres soudées et les poutrelles, et à 3,75 pour les poutres rivées; $J_m$ est la somme des moments d'inertie de la membrure et du rail de roulement par rapport à leurs axes respectifs; on l'assimile au moment d'inertie total rail-membrure dans le cas où, en soudant le rail sur la membrure, on garantit leur travail conjoint.

En choisissant l'épaisseur à donner à l'âme, on doit prendre en considération la contrainte de pression locale $\sigma_1$ au même titre que la résistance au cisaillement de l'âme (formule (VI.26)).

Compte tenu des formules (VI.75) et (VI.76) et assimilant $J_m$, en première approximation, au seul moment d'inertie du rail de roulement (en cm$^4$), on obtient l'expression de l'épaisseur minimale (en cm) à donner à l'âme d'une poutre de roulement:

$$\delta_{min} \geqslant \frac{n_1 P_1}{3{,}25Rm}\sqrt{\frac{n_1 P_1}{3{,}25RJ_m m}}, \qquad \text{(VI.77)}$$

où $P_1 = P_n n$ est la pression de calcul d'un galet en kN égale au produit de la pression nominale par un coefficient de sécurité $n = 1{,}2$ ; $m$ est le coefficient des conditions du travail.

Le module de résistance nécessaire ($W_{br}$ pour les poutres soudées, $W_{nt}$ pour les poutres rivées) est déterminé sur la base de la résistance de calcul minorée de 1,5 à 2,5 kN/cm², afin de tenir compte des contraintes additionnelles manifestées dans la membrure supérieure sous l'action des forces de freinage horizontales.

Après avoir choisi la section à donner à la poutre de roulement et à la poutre-frein, on définit ses caractéristiques géométriques par rapport à l'axe horizontal et à l'axe vertical, ses moments d'inertie, ses modules de résistance, etc., après quoi, on passe à la vérification de la résistance mécanique.

Une poutre de roulement à âme pleine est vérifiée à la résistance (au cas où il y a une poutre-frein à âme pleine) à l'aide des formules suivantes :

pour la fibre supérieure

$$\sigma = M/W_{nt}^{sup} + M_f/W_f \leqslant mR ; \qquad (VI.78)$$

pour la fibre inférieure

$$\sigma = M/W_{nt}^{inf} \leqslant mR. \qquad (VI.79)$$

Dans ces formules $M$ est le moment de calcul provenant de la charge verticale due au poids du pont ; $M_f$, le moment de calcul dû aux forces de freinage horizontales, transversales ou latérales ; $W_{nt}^{sup}$ est le module de résistance nette pour la fibre supérieure de la poutre (car la membrure supérieure d'une poutre soudée peut aussi présenter des trous pour les boulons retenant les pattes d'attache du rail sur la poutre) ; $W_{nt}^{inf}$ est le module de résistance nette pour la fibre inférieure de la poutre (égal à $W_{br}$ dans une poutre soudée) ; $W_f$ est le module de résistance (par rapport à l'axe vertical $y$-$y$) d'une poutre-frein constituée par la membrure supérieure de la poutre de roulement, la semelle et une membrure de bordure (voir fig. VI.37, *d*) ; en l'absence de poutre-frein, seule la membrure supérieure de la poutre est prise en considération.

Une poutre de roulement à âme pleine dotée d'une poutre-frein en treillis (ferme) est vérifiée à la résistance mécanique à l'aide des formules suivantes :

pour la fibre supérieure de la poutre

$$\sigma = M/W_{nt}^{sup} + N_f/(\varphi F_{br}^{m}) + M'/W_m \leqslant Rm ; \qquad (VI.80)$$

pour la fibre inférieure de la poutre, à l'aide de la formule (VI. 79).

Dans (VI.80) $N_f = M_f/h_f$ est l'effort longitudinal de calcul dans la membrure supérieure de la poutre d'aire de section $F_{br}^{m}$ assimilée à la membrure d'une ferme horizontale (de hauteur $h_f$)

provenant des forces de freinage transversales; $\varphi$ est le coefficient de flambement dans le plan horizontal rapporté à la longueur $d$ du panneau; $M' = (Td/5)$ est le moment local de la membrure supérieure de la poutre agissant dans le plan horizontal sous l'action de la force de freinage transversale $T$; $W_m$ est le module de résistance de la membrure supérieure de la poutre de roulement par rapport à son axe vertical.

Une poutre de roulement à membrure supérieure élargie (sans poutre-frein) est vérifiée au flambement à l'aide de la formule (VI.14). En calculant le coefficient $\varphi_p$, on prend comme largeur $b$ celle de la membrure supérieure renforcée.

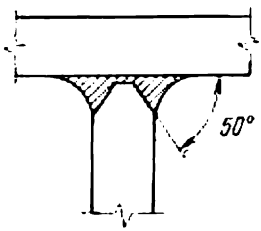



Fig. VI.39. Attache de la membrure supérieure d'une poutre de roulement exécutée avec pénétration complète dans l'épaisseur de l'âme

Le calcul d'endurance d'une poutre de roulement doit être basé sur l'effort nominal exercé en travée par un pont roulant isolé de capacité maximale, sans tenir compte du coefficient dynamique.

En calculant l'endurance d'une poutre de roulement à âme pleine en acier ВСт3сп (poutres soudées) et ВСт3пс (poutres rivées) ou en acier faiblement allié, on consultera les Règles SNiP II-B. 3-72. Les soudures des membrures seront exécutées en assurant une pénétration totale (fig.VI. 39), ou bien à l'aide d'une machine à souder automatique.

Dans les conditions de service dur, on peut vérifier la résistance de l'âme d'une poutre au droit de la membrure supérieure d'après les contraintes réduites:

$$\sigma_{réd} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leqslant mnR,$$

où $\sigma_x$, $\sigma_y$ et $\tau_{xy}$ sont les contraintes totales de l'âme provenant de la flexion transversale générale, de la pression locale d'un galet et de la flexion provenant d'un moment de torsion local. On les détermine par les formules

$$\sigma_x = \sigma_x^0 + \sigma_x^l; \quad \sigma_y = \sigma_l + \sigma_{fl}; \quad \tau_{xy} = \tau_{xy}^0 + \tau_l + \tau_t.$$

Dans ces formules $\sigma_x^0 = M_x/W_x$ est la contrainte de flexion générale; $\sigma_x^l = 0{,}25\sigma_l$ est la contrainte locale dans la zone de contact du galet orientée parallèlement à l'axe des $x$; $\sigma_l$ est la contrainte locale due à la pression du galet et définie par la formule (VI.75); $\sigma_{fl}$ est la contrainte provenant du moment de torsion, égale à

$$\sigma_{fl} = \frac{M_t \delta_{âme} a}{0{,}7 J_t h_{âme}} \approx \frac{2M_t \delta_{âme}}{J_t},$$

où $M_t = Pe + 0{,}75T_{lat}h_r$ est le moment de torsion; $P$ est la pression de calcul exercée sur le galet; $e$ est l'excentricité convention-

nelle de la force $P_n$ ($l = 1{,}5$ cm); $T_{lat}$ est la force latérale, $T_n^{lat} = 0{,}1\ P_n$; $h_r$ est la hauteur du rail; $\delta_{âme}$ est l'épaisseur de l'âme; $J_t = J_{t.r} + b_m\delta_m^3/3$ est la somme des moments d'inertie à la torsion du rail (voir tableau VI.12a) et de la membrure supérieure de

*Tableau VI.12a*

**Moment d'inertie à la torsion d'un rail de roulement**

| Type de rail | KP50 | KP70 | KP80 | KP100 | KP120 | KP140 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $J_{t.r}$, cm$^4$ | 78 | 253 | 387 | 765 | 1310 | 2130 |

la poutre; $\tau_{xy}^0 = QS_m/(J_x\delta_{âme})$ sont les contraintes tangentielles de flexion transversale générale; $\tau_l = 0{,}36\sigma_l \approx P/(\delta_{âme}h_{âme})$ est la contrainte tangentielle locale dans l'aire de contact du galet; $\tau_t = (0{,}8M_t\delta_{âme})/J_t$ est la contrainte tangentielle locale provenant du moment de torsion; $n = 1{,}15$; $m = 0{,}9$ est le coefficient des conditions du travail; $a$ est l'écartement entre les raidisseurs transversaux.

L'endurance de l'âme d'une poutre de roulement à service dur au droit de sa membrure supérieure peut être vérifiée en utilisant les formules approchées [50]

$$\sigma_{fl} \leqslant mR_{fl}^{sup}$$

et

$$\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x^0)^2 + 4(0{,}3\tau_{xy}^0)^2} + 0{,}4\sigma_l + 0{,}5\sigma_{fl} \leqslant R^{sup}.$$

On retient $R_{fl}^{sup} = 4{,}5$ kN/cm$^2$ et $R^{sup} = 7$ kN/cm$^2$ pour une poutre à travées indépendantes et $R^{sup} = 6$ kN/cm$^2$ pour une poutre continue.

**Autres vérifications d'une poutre de roulement.** Après avoir choisi la section à donner à la poutre et vérifié sa résistance, on doit:

1) vérifier la flèche de la poutre;

2) contrôler la résistance de l'âme de la poutre à l'écrasement local par les galets du pont, à l'aide de la formule (VI.75);

3) calculer les soudures ou les rivures d'attache de la membrure sur l'âme;

4) vérifier l'âme au flambement local compte tenu de la disposition prévue des raidisseurs.

La flèche se détermine par la formule

$$f = M^n l^2/(10EJ), \qquad \text{(VI.81)}$$

où $M^n$ est le moment provenant des charges nominales verticales (sans tenir compte du coefficient de sécurité ni du coefficient dynamique).

Cette flèche ne doit pas dépasser les valeurs limites prevues (voir Annexe 3).

Les soudures ou rivures d'attache de la membrure supérieure sont calculées non seulement pour résister aux contraintes tangentielles horizontales de flexion, mais aussi pour supporter les contraintes locales verticales $\sigma_1$ (voir formule (VI.75)) de la pression concentrée des galets. On suppose que, dans une poutre soudée, la charge $P$ est concentrée sur un tronçon de joint de longueur $z$ (voir fig.VI.38, *a*) définie par la formule (VI.76).

La résultante des contraintes tangentielles et locales, déterminée conventionnellement par leur addition géométrique, ne doit jamais être supérieure à la résistance de calcul au cisaillement des cordons d'angle :

$$\tau = \sqrt{\tau_l^2 + \sigma_l^2} = \frac{1}{2\beta h_c} \sqrt{\left(\frac{QS_m}{J_{br}}\right)^2 + \left(\frac{n_1 P_1}{z}\right)^2} \leqslant R_{an}^s,$$

d'où

$$h_c \geqslant \frac{1}{2\beta R_{an}^s} \sqrt{\left(\frac{QS_m}{J_{br}}\right)^2 + \left(\frac{n_1 P_1}{z}\right)^2}. \qquad \text{(VI.82)}$$

On trouve les valeurs du coefficient $\beta$ au § 19, n° 3, et celles du coefficient $n_1$, à la page 216.

La soudure d'attache de la membrure supérieure sur l'âme de la poutre de roulement doit être exécutée en garantissant une pénétration qui intéresse toute l'épaisseur de l'âme ; à cet effet, si l'épaisseur est égale ou supérieure à 10 mm, on pratique une préparation des bords en K (voir fig. VI.39) ; en soudure automatique, une telle préparation n'est faite que si l'épaisseur de l'âme atteint ou dépasse 16 mm. A condition de garantir une pénétration totale, les normes admettent que la soudure a une résistance égale à celle du métal de base de l'âme.

Dans une poutre rivée, on recommande de raboter le bord supérieur de l'âme au niveau des talons des cornières des membrures ; à cet effet, on fait déborder initialement la tôle de l'âme de 5 mm au-dessus des cornières. On suppose dans ce cas que 60 % de la charge concentrée sont transmis directement sur l'âme et 40% sur les cornières attachées par rivets à l'âme.

Au calcul des rivets d'attache de la membrure supérieure, on admet que la charge concentrée $P$ est uniformément répartie sur les rivets contenus sur un tronçon de longueur $z$ (voir fig. VI.38, *b*).

Le pas de la rivure est déterminé alors par la formule

$$a \leqslant \frac{[N]^r}{\sqrt{\left(\frac{QS_m}{J_{br}}\right)^2 + \left(\frac{\alpha n_1 P_1}{z}\right)^2}}, \qquad \text{(VI.83)}$$

dans laquelle $\alpha = 0{,}4$ si le bord supérieur de l'âme est raboté au niveau des talons des cornières ; $\alpha = 1$ si le bord n'a pas été raboté ;

$[N]^r$ est l'effort maximal de calcul admissible sur un rivet isolé par la condition de pression latérale ou par celle du double cisaillement.

On vérifie l'âme de la poutre de roulement au flambement local si $h_0/\delta > 80\sqrt{21/R}$. La stabilité de l'âme est assurée en posant quelques raidisseurs jumelés transversaux dont l'écartement ne doit pas dépasser $2h$ pour $h/\delta > 100$ et $2{,}5h$ pour $h/\delta \leqslant 100$.

Après avoir convenablement disposé les raidisseurs, on dimensionne les compartiments à vérifier. La stabilité de l'âme doit assurer sa résistance à l'action simultanée des contraintes normales $\sigma$,

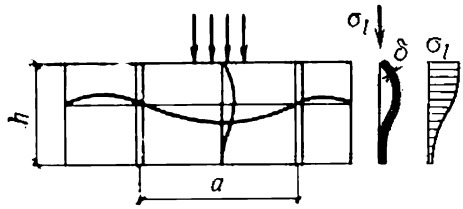



Fig. VI.40. Flambement de l'âme d'une poutre de roulement par suite des contraintes locales

tangentielles $\tau$ et locales $\sigma_1$. Lorsque l'âme n'est renforcée que par des raidisseurs transversaux et qu'on a $a/h_0 \leqslant 0{,}8$ ($a$ écartement entre raidisseurs, $h_0$ hauteur de flambement de l'âme), la vérification au flambement est opérée à l'aide de la formule

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_0 + \sigma_1/\sigma_{10})^2 + (\tau/\tau_0)^2} \leqslant 0{,}9. \qquad \text{(VI.84)}$$

Dans cette formule les valeurs des contraintes normales et tangentielles $\sigma$ et $\tau$ sont recherchées de la même façon que dans la formule (VI.63). Celles des contraintes critiques $\sigma_0$ et $\tau_0$ sont calculées par les formules (VI.61) et (VI.57). La contrainte locale $\sigma_1$ est déterminée par la formule (VI.75), mais le coefficient $n_1$ est pris égal à 1,1 pour toutes les poutres de roulement.

La figure VI.40 illustre un cas de flambement de l'âme causé par des contraintes locales [57]. La contrainte locale critique est déterminée par la formule

$$\sigma_{10} = \frac{k_1 \cdot 10^4}{k_1^2} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2, \qquad \text{(VI.85)}$$

dans laquelle $k_1$ est la flexibilité de l'âme entre les raidisseurs ; $a$, l'écartement entre les axes des raidisseurs transversaux ; $k_1$, un coefficient qui dépend de la hauteur de l'âme et de la quantité $\gamma$ ; on trouve ses valeurs au tableau VI.13.

Pour déterminer $\sigma_0$ et $\sigma_{10}$, on calcule $\gamma$ à l'aide de la formule (VI.62) en prenant $c = 2$.

Si $a > 2h_0$, on calcule $\sigma_{10}$ en posant $a = 2h_0$.

*Tableau VI.13*

**Valeurs du coefficient $k_1$ pour les poutres soudées**

| $\gamma$ | $a/h_0$ | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\leqslant 0,5$ | 0,6 | 0,8 | 1 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | $\geqslant 2$ |
| $\leqslant 1$ | 24,2 | 26,1 | 31,0 | 37,8 | 46,5 | 56,9 | 68,6 | 31,7 | 95,7 |
| 2 | 25,2 | 27,4 | 33,8 | 42,8 | 53,9 | 67,5 | 82,3 | 97,7 | 117 |
| 4 | 25,9 | 22 | 34,8 | 45,3 | 59,1 | 76,2 | 95 | 115,3 | 136,7 |
| 6 | 26 | 28,4 | 35,2 | 46,4 | 61,1 | 80,4 | 102,3 | 124,8 | 148 |
| 10 | 26,1 | 28,6 | 35,5 | 47,2 | 63 | 83,4 | 107,1 | 138 | 160,8 |
| $\geqslant 30$ | 26,2 | 28,7 | 35,8 | 48,1 | 65 | 87,5 | 113 | 143 | 175,7 |

Pour une poutre rivée, on cherche $k_1$ au tableau VI.13 pour $\gamma = 10$.

Si $a/h_0 > 0,8$, l'âme de la poutre de roulement peut se déformer de deux façons :

— avec un rapport des côtés $a : h_0$ : elle présente alors une demi-onde sur la longueur du rectangle de référence ;

— avec un rapport des côtés $a/2 : h_0$ : il y a alors deux demi-ondes sur la même longueur.

En vérifiant l'âme de la poutre à l'aide de la formule (VI.84), on distingue donc deux cas :

1) si le rapport $\sigma_l/\sigma$ dépasse les valeurs indiquées au tableau VI.15, on substitue dans (VI.84) la valeur critique $\sigma_0$ (en kN/cm$^2$) déterminée en utilisant, au lieu de la formule (VI.61), la formule suivante :

$$\sigma_0 = k_2 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 \qquad \text{(VI.86)}$$

et en prenant $k_2$ du tableau VI.14, les autres valeurs restant les mêmes que dans (VI.61) ;

*Tableau VI.14*

**Valeurs du coefficient $k_2$**

| $a/h_0$ | $\leqslant 0,8$ | 0,9 | 1 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | $\geqslant 2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $k_2$ | Voir tableau VI.10 | 77,8 | 82,3 | 95 | 111 | 130,2 | 152,5 | 177,9 |

2) si le rapport $\sigma_l/\sigma$ ne dépasse pas les valeurs du tableau VI.15, on détermine $\sigma_0$ d'après la formule (VI.61) et $\sigma_l$ d'après la formule (VI.85) ; or, au lieu de $a$, on met $a/2$ tant dans (VI.85) que dans le tableau VI.13.

Dans les deux cas, $\tau_0$ se calcule par la formule (VI.57).

*Tableau VI.15*

**Valeurs limites de $\sigma_1/\sigma$ pour les poutres de section symétrique**

| Type de la poutre | $\gamma$ | $a/h_0$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,8 | 1,2 | 1,6 | 2 |
| Soudée | $\leqslant 1$ | 0 | 0,267 | 0,445 | 0,618 |
| | 4 | 0 | 0,281 | 0,711 | 1,132 |
| | 10 | 0 | 0,296 | 1,002 | 2,154 |
| | $\geqslant 30$ | 0 | 0,3 | 1,283 | 3,939 |
| Rivée | — | 0 | 0,378 | 1,131 | 2,347 |

Dans une poutre rivée, on peut essayer de prévenir le flambement de l'âme sous l'action des contraintes locales en posant, dans le tiers supérieur de la hauteur, quelques raidisseurs raccourcis et en

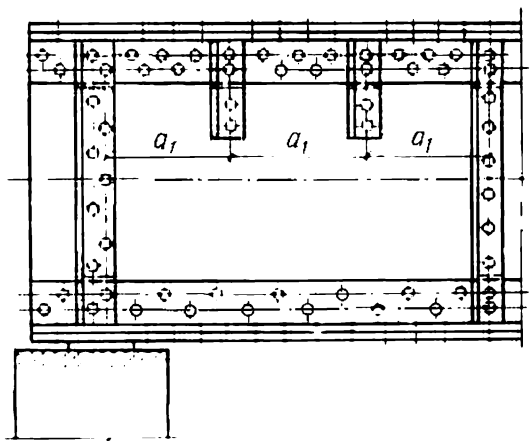



Fig. VI.41. Renforcement de l'âme d'une poutre de roulement rivée avec des raidisseurs raccourcis

les situant entre les raidisseurs principaux qui intéressent toute la hauteur de l'âme (voir fig. VI.41). L'emploi des raidisseurs courts sur une poutre soudée est inadmissible, car ils peuvent souvent donner naissance à des fissures.

La longueur d'un raidisseur court ne doit pas être inférieure à 0,3 de la hauteur de l'âme ni à $0{,}4a_1$, où $a_1$ est la distance séparant les axes de deux raidisseurs courts ou ceux d'un raidisseur court et d'un raidisseur normal (fig. VI.41). La vérification se fait alors à deux reprises :

1) d'après la formule (VI.84), en supposant que $\sigma_1 = 0$ et qu'il n' y a aucun raidisseur court;

2) d'après la formule

$$0{,}15\sigma_1 \left(\frac{a_1}{100\delta}\right)^3 \leqslant m, \qquad \text{(VI.87)}$$

$\sigma_1$ étant exprimé en kN/cm².

Si la poutre a une longue portée, les charges sont élevées et la flexibilité de l'âme est $h_0/\delta > 160\sqrt{21/R}$, ainsi que dans le cas où le moment de torsion est assez important, on recommande de prévoir un raidisseur longitudinal (fig. VI.42). Un tel raidisseur, qui

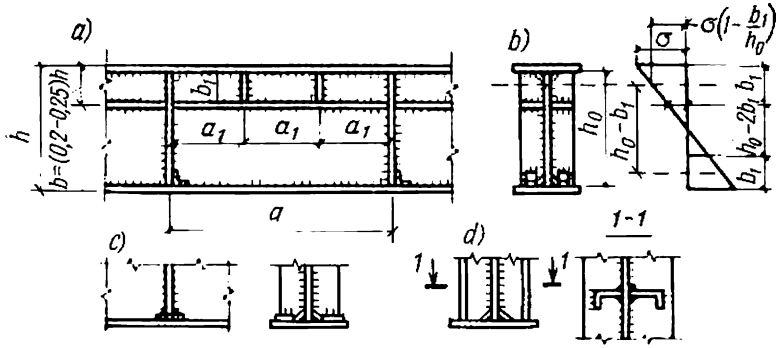



Fig. VI.42. Renforcement de l'âme d'une poutre de roulement avec un raidisseur longitudinal. Détails des raidisseurs

est généralement distant de $b_1 = (0{,}3$ à $0{,}25)\ h$ du côté comprimé du compartiment, divise le compartiment en deux rectangles: supérieur et inférieur.

Le rectangle supérieur, confiné entre la membrure comprimée et le raidisseur longitudinal, est exposé à une compression non uniforme; on le vérifie en utilisant la formule (VI.88) déduite de l'équation de la courbe frontière des domaines limites de la capacité portante des rectangles

$$\sigma/\sigma_{01} + \sigma_1/\sigma_{101} + (\tau/\tau_{01})^2 \leqslant m. \qquad \text{(VI.88)}$$

Si $\sigma_1 = 0$, on cherche la contrainte critique $\sigma_{01}$ (en kN/cm²) par la formule

$$\sigma_{01} = \frac{10}{1 - b_1/h_0}\left(\frac{100\delta}{b_1}\right)^2 \qquad \text{(VI.89)}$$

déduite de la formule générale (VI.60) en posant, conformément au tableau VI.9, $\xi = 10$ en cas de compression uniforme (pour $\alpha = 0$) et en prenant la compression uniforme moyenne du rectangle supérieur égale à $\sigma_{moy} = \sigma\,(1 - b_1/h_0)$ (fig. VI.42, *b*), d'où

$$\sigma = \frac{\sigma_{moy}}{1 - b_1/h_0}.$$

Si $\sigma_1 \neq 0$, il vient

$$\sigma_{01} = \frac{2{,}5}{1 - b_1/h_0} \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{100\delta}{b_1}\right)^2;$$

$$\sigma_{l01} = k' \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2, \qquad \text{(VI.90)}$$

où $\mu = a/b_1 \leqslant 2$.

Si $a/b_1 > 2$, on calcule $\sigma_{01}$ et $\sigma_{l01}$ en posant $a = 2b_1$; on détermine $\tau_{01}$ à l'aide de la formule (VI.57) en y substituant les dimensions du rectangle à vérifier; $k'$ est un coefficient tiré du tableau VI.16; $\sigma$, $\sigma_1$ et $\tau$ sont les contraintes de calcul.

*Tableau VI.16*

**Valeurs du coefficient $k'$**

| $\mu_1 = a/b_1$ | 1 | 1,5 | 2 |
|---|---|---|---|
| $k'$ | 3,6 | 4,2 | 4,5 |

Le rectangle inférieur, confiné entre la membrure tendue et le raidisseur, est exposé à une traction non uniforme. Il est plus stable que la portion d'âme de hauteur conventionnelle $h_0 - 2\,b_1$ qu'on prend en compte lors du calcul. Au bord de l'âme ainsi isolée, la contrainte (fig. VI.42, *b*) est

$$\sigma_2 = \sigma\left(1 - \frac{2b_1}{h_0}\right).$$

La courbe frontière stabilité-instabilité se définit alors comme suit :

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2b_1/h_0)}{\sigma_{02}} + \frac{\sigma_{l2}}{\sigma_{l02}}\right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{02}}\right)^2} \leqslant 1, \qquad \text{(VI.91)},$$

où l'expression de

$$\sigma_{02} = \frac{11{,}4}{(0{,}5 - b_1/h_0)^2} \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2$$

a été déduite de la formule générale (VI.60) en posant $\xi = 45{,}4$ ce qui correspond au cas de flexion d'une plaque ($\alpha = 2$) à bords libres [65]; on détermine $\sigma_{l02}$ à l'aide de la formule (VI.85) et du tableau VI.13 en posant $\gamma = 0{,}8$ et en mettant $a/(h_0 - b_1)$ au lieu de $a/h_0$; la charge étant appliquée à la membrure comprimée, on pose $\sigma_{l2} = 0{,}4\sigma_1$.

Dans une poutre continue où la charge est appliquée sur la membrure tendue, on place le raidisseur horizontal dans la partie inférieure (comprimée) de la poutre et l'on pose $\sigma_{l2} = \sigma_1$.

Si la poutre soudée est dotée d'un raidisseur longitudinal, on peut raidir la zone comprimée de l'âme en soudant quelques raidisseurs courts sur le raidisseur longitudinal (fig. VI.42, *a*) et sur la membrure supérieure.

Dans une poutre de section dissymétrique (avec la membrure comprimée renforcée), la vérification au flambement de l'âme n'est faite que si cette dernière est dotée de raidisseurs transversaux seuls : on utilise alors les formules (VI.84), (VI.61) et (VI.86) en prenant comme $h_0$ le double de la distance de l'axe neutre au bord comprimé du compartiment. Les raidisseurs transversaux doivent être soudés sur la membrure supérieure de la poutre avec des cordons à pénétration complète et calculés pour résister au moment de torsion.

En soudant les raidisseurs sur la membrure inférieure, on doit exécuter des cordons transversaux d'épaisseur aussi faible que possible, car le retrait des soudures transversales fait naître des contraintes internes de traction (voir chap. IV) qui viennent s'ajouter en l'occurrence aux contraintes de traction provenant de la charge appliquée. Aussi, dans des poutres types, les raidisseurs ne sont-ils jamais soudés sur la membrure inférieure. D'autre part, il est quelquefois utile de les souder avec des cordons de faible épaisseur, sinon, la poutre résiste mal à la torsion et sa membrure inférieure se déforme facilement.

On peut aussi attacher les raidisseurs sur la membrure inférieure à l'aide de courts plats (fig. VI.42, *a*, *c*), qui ne sont soudés que dans le sens de la longueur.

Dans une grosse poutre de roulement employée dans un atelier à service dur, on peut mettre des raidisseurs confectionnés à partir d'une cornière à ailes inégales soudée sur l'âme suivant la rive (fig. VI.42, *d*).

En soudant les raidisseurs sur l'âme, on exécute des cordons de soudure continus d'épaisseur minimale. Aucun raidisseur ne doit être placé à moins de $10\delta_{\text{âme}}$ d'un joint soudé bout à bout. Les faces en bout des raidisseurs verticaux doivent être biseautés à 20 × × 20 ou 30 × 30 mm (voir fig. VI.27). Aux points d'intersection des joints bout à bout de l'âme avec les raidisseurs, il est bon d'interrompre la soudure d'attache du raidisseur à 40-50 mm du joint d'âme.

Les faces en bout inférieures des raidisseurs placés sur appui peuvent être biseautées de 30 mm en hauteur et de 20 mm en largeur.

Les raidisseurs normaux sont dimensionnés comme pour les poutres ordinaires, c'est-à-dire qu'ils ont une largeur $b_r \geqslant h/30 + +40$ mm, mais non inférieure à 100 mm, et une épaisseur $\delta_r \geqslant 1/15 b_r$.

EXEMPLE VI.11. Calculer une poutre de roulement soudée de portée $l =$ = 12 m pour deux ponts roulants de capacité $Q = 50/10$ t, au service dur, à suspension flexible. Portée du bâtiment 30 m. Portée du pont 28,5 m. Matériau de la poutre : acier ВСт3сп5, classe C38/23. Electrodes Э42А.

### Calcul statique

*Charges exercées sur la poutre.* On trouve les données relatives à un pont roulant de $Q = 50/10$ t à service dur dans la norme GOST 3332-54* : pression nominale maximale d'un galet de roulement $P_{max} = 505$ kN ; poids du chariot $g = 185$ kN ; rail de roulement du type KP80 (GOST 4121-62*).

La répartition du poids est montrée sur le schéma de la figure VI.43, *a*.

*Détermination des forces de calcul.* Pression verticale d'un galet

$$P = 1{,}1 \cdot 1{,}2\ P_{\max} = 1{,}1 \cdot 1{,}2 \cdot 505\ \text{kN} = 666{,}6\ \text{kN};$$

pression latérale horizontale du galet due au freinage transversal (compte tenu de la formule (VI.74)):

$$T = \frac{T_0}{2}\ n = \frac{Q+g}{2 \cdot 20}\ n = \frac{500+185}{2 \cdot 20}\ 1{,}2\ \text{kN} = 20{,}6\ \text{kN}.$$

*Recherche des efforts de calcul.* Mettons les ponts dans la position la plus défavorable pour déterminer les moments fléchissants maximaux dans la poutre dus aux forces verticales et à celles de freinage (fig. VI.43, *b*, point *2*).

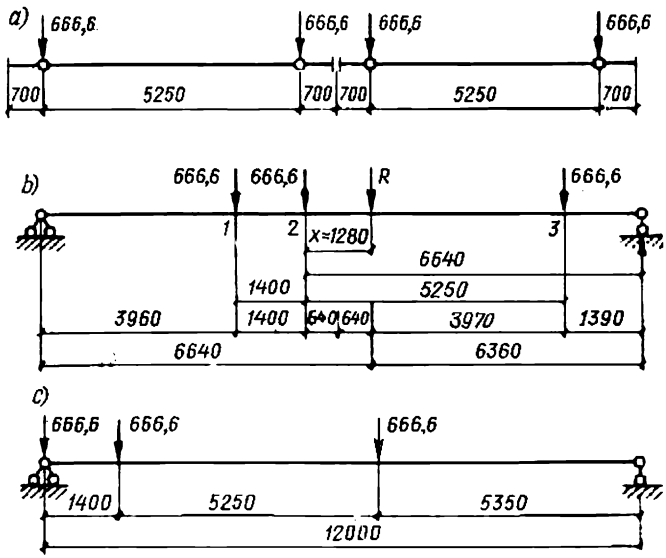



Fig. VI.43. Répartition des charges exercées par les ponts roulants (schéma *a*). Disposition optimale des ponts roulants (schémas *b* et *c*)

La position du point d'application de la résultante $R$ des trois forces exercées sur la poutre est définie par le paramètre

$$x = \frac{666{,}6\,(5{,}25-1{,}4)}{3 \cdot 666{,}6}\ \text{m} = 1{,}28\ \text{m}.$$

Moment fléchissant vertical:

$$M_{\text{p.r}} = \left(\frac{3 \cdot 666{,}6 \cdot 6{,}64^2}{12} - 666{,}6 \cdot 5{,}25\right)\ 0{,}95\ \text{m} \cdot \text{kN} = 3656\ \text{m} \cdot \text{kN},$$

où 0,95 est le coefficient d'utilisation simultanée de deux ponts (voir tableau VI.11).

Moment fléchissant horizontal:

$$M_{\text{f}} = M_{\text{p.r}}\ \frac{T}{P} = 3656\ \frac{20{,}6}{666{,}6}\ \text{m} \cdot \text{kN} = 113\ \text{m} \cdot \text{kN}.$$

Effort tranchant correspondant aux forces verticales:

$$Q_{p.r} = \left(\frac{3 \cdot 666{,}6 \cdot 6{,}64}{12} - 666{,}6\right) 0{,}95 \text{ kN} = 418 \text{ kN}.$$

Mettons les ponts dans la position la plus défavorable pour déterminer l'effort tranchant maximal sur l'appui de la poutre dû à l'action des forces verticales (fig. VI.43, *c*):

$$Q^0_{p.r} = \left[\frac{666{,}6}{12}(5{,}35 + 10{,}6 + 12)\right] 0{,}95 \text{ kN} = 1475 \text{ kN}.$$

Valeurs de calcul des moments et des efforts tranchants, compte tenu du poids propre et de la surcharge mobile sur la poutre-frein (tableau VI.12):

en travée (point *2*):

$$M = \beta_1 M_{p.r} = 1{,}05 \cdot 3656 \text{ m} \cdot \text{kN} = 3839 \text{ m} \cdot \text{kN};$$

$$Q = \beta_2 Q_{p.r} = 1{,}04 \cdot 418 \text{ kN} = 435 \text{ kN};$$

sur appui:

$$Q^0 = \beta_2 Q^0_{p.r} = 1{,}04 \cdot 1475 \text{ kN} = 1534 \text{ kN}.$$

*Choix de la section à donner à la poutre.* On propose une poutre en H de section dissymétrique.

Cherchons la moins grande hauteur admissible de la poutre compatible avec sa raideur par la formule (VI.4) avec la flèche relative $1/n_0 = 1/600$ et en posant $n_q = 1{,}2$. Il vient

$$h_{min} = \frac{l n_0}{4800} \frac{1}{n_q} = \frac{1200 \cdot 600}{4800 \cdot 1{,}2} = 125 \text{ cm}.$$

Cherchons à approcher la hauteur optimale à l'aide de la formule (VI.22); à cet effet, on se donne une flexibilité de l'âme $k_{âme} = h_0/\delta_{âme} = 125$ (voir tableau VI.3) et on détermine le module de résistance nécessaire de la poutre:

$$W_n = \frac{M}{m(R-2)} = \frac{383\,900}{0{,}9(21-2)} = 22\,716 \text{ cm}^3.$$

Dans cette formule $m = 0{,}9$ est un coefficient de minoration des résistances de calcul des poutres de roulement qu'on introduit afin de tenir compte des conditions d'exploitation dures de ces poutres (voir Annexe 2); en outre, la contrainte est minorée afin de tenir compte des forces de freinage horizontales appliquées sur la membrure supérieure de la poutre.

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k_{âme} W_n} = \sqrt{\frac{3}{2} 125 \cdot 22\,716} \text{ cm} = 162 \text{ cm}.$$

Soit la hauteur de la poutre 160 cm. On prend alors la hauteur de l'âme $h_0 = 156$ cm (en réservant 2 cm pour chaque aile).

Déterminons l'épaisseur de l'âme: sa valeur minimale sur l'appui, calculée pour résister au cisaillement provenant de l'effort tranchant maximal, est définie par la formule (VI.26):

$$\delta_{min} \geqslant \frac{1{,}5 Q^0}{m R_{cis} h_0} = \frac{1{,}5 \cdot 1534}{0{,}9 \cdot 13 \cdot 156} = 1{,}26 \text{ cm}.$$

En ce qui concerne la résistance à la pression locale, l'épaisseur minimale de l'âme est déterminée par la formule (VI.77):

$$\delta_{min} = \frac{n_1 P_1}{3{,}25 m R} \sqrt{\frac{n_1 P_1}{3{,}25 m R J_m}} =$$

$$= \frac{1{,}3 \cdot 606}{3{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 21} \sqrt{\frac{1{,}3 \cdot 606}{3{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 21 \cdot 1547}} \text{ cm} = 1{,}17 \text{ cm},$$

où $n_1$ est un coefficient égal à 1,3 pour un pont roulant à suspension flexible; $P_1 = P^n n = 505 \cdot 1{,}2 = 606$ kN; $J_m = 1547$ cm⁴ est le moment d'inertie du rail de roulement KP80.

Soit l'épaisseur de l'âme de la poutre $\delta_{âme} = 14$ mm.

On évalue à priori l'aire de section des membrures en utilisant la formule (VI.34):

$$2F_m = \frac{3}{2}\frac{W_n}{h_0} = \frac{3 \cdot 22\,716}{2 \cdot 156}\text{cm}^2 = 218\text{ cm}^2.$$

On retient donc les sections suivantes: âme $1560 \times 14$ ($F_{âme} = 218{,}4$ cm²); membrure supérieure $600 \times 20$ ($F_{m.s} = 120$ cm²); membrure inférieure $480 \times 20$ ($F_{m.i} = 96$ cm²).

La poutre-frein sera constituée par un profilé en U n° 30 ($F = 40{,}5$ cm²), une semelle en tôle d'acier strié $\delta = 6$mm (fig. VI.44) et la membrure supérieure de la poutre de roulement $600 \times 20$.

*Vérification de résistance mécanique de la poutre.* On évalue à priori les caractéristiques géométriques de la section de la poutre (compte tenu de l'affaiblissement de la membrure supérieure de la poutre par les trous de fixation du rail).

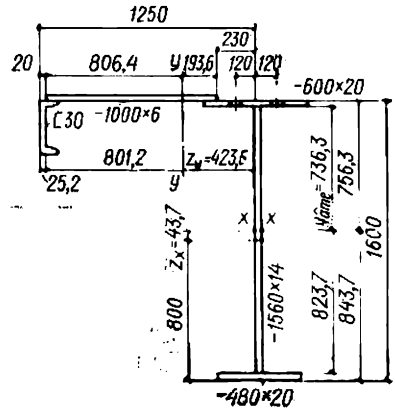



Fig. VI.44. Section de la poutre

Décalage du centre de gravité de la section de la poutre par rapport à son centre (axe $x$-$x$):

$$z_x = \frac{60 \cdot 2 \cdot 79 - 48 \cdot 2 \cdot 79}{60 \cdot 2 + 48 \cdot 2 + 156 \cdot 1{,}4} = 4{,}37\text{ cm}.$$

Moments d'inertie:

$$J_x^{br} = \frac{1{,}4 \cdot 156^3}{12} + 1{,}4 \cdot 156 \cdot 4{,}37^2 + 60 \cdot 2 \cdot 74{,}63^2 + 48 \cdot 2 \cdot 83{,}37^2 =$$

$$= 1\,783\,000\text{ cm}^4;$$

$$J_x^{nt} = \frac{1{,}4 \cdot 156^3}{12} + 1{,}4 \cdot 156 \cdot 4{,}37^2 + (60 - 2 \cdot 2)\,2 \cdot 74{,}63^2 + 48 \cdot 2 \cdot 83{,}37^2 =$$

$$= 1\,738\,000\text{ cm}^4.$$

Modules de résistance:

$$W_{x\,sup}^{br} = \frac{1\,783\,000}{75{,}63} = 23\,600\text{ cm}^3; \quad W_{x\,inf}^{br} = \frac{1\,783\,000}{84{,}37} = 21\,100\text{ cm}^3;$$

$$W_{x\,sup}^{nt} = \frac{1\,738\,000}{75{,}63} = 23\,000\text{ cm}^3; \quad W_{x\,inf}^{nt} = \frac{1\,738\,000}{84{,}37} = 20\,600\text{ cm}^3.$$

Moment statique de la moitié de la section

$$S_x = 60 \cdot 2 \cdot 74{,}63 + 73{,}63 \cdot 1{,}4 \cdot 36{,}815 = 12\,750\text{ cm}^3.$$

Caractéristiques géométriques de la poutre-frein calculées par rapport à l'axe vertical $y$-$y$:

distance de l'axe de la poutre de roulement au centre de gravité:

$$z_y = \frac{40{,}5 \cdot 122{,}48 + 100 \cdot 0{,}6 \cdot 73}{40{,}5 + 100 \cdot 0{,}6 + 60 \cdot 2}\text{ cm} = 42{,}36\text{ cm};$$

moment d'inertie de la poutre-trein :

$$J_y^{nt}=40,5\cdot 80,12^2+\frac{0,6\cdot 80,64^3}{3}+\frac{0,6\cdot 19,36^3}{3}+$$

$$+\left(\frac{2\cdot 60^3}{12}-2\cdot 2\cdot 2\cdot 12^2\right)+2\,(60-2\cdot 2)\,42,36^2\ \text{cm}^4=570\,000\ \text{cm}^4;$$

module de résistance (de la fibre extrême de la membrure de la poutre de roulement) :

$$W_f^{nt}=\frac{570\,000}{42,36+30}\ \text{cm}^3=7880\ \text{cm}^3.$$

*Vérification des contraintes normales.* Dans la membrure supérieure (formule (VI.78)) :

$$\sigma_{sup}=\frac{M}{W_{x\,sup}^{nt}}+\frac{M_f}{W_f^{nt}}=\frac{383\,900}{23\,000}+\frac{11\,300}{7880}=$$

$$=18,1\ \text{kN/cm}^2<mR=0,9\cdot 21=18,9\ \text{kN/cm}^2.$$

Dans la membrure inférieure (formule (VI.79)) :

$$\sigma_{inf}=M/W_{x\,inf}^{nt}=\frac{383\,900}{20\,600}\ \text{kN/cm}^2=18,6\ \text{kN/cm}^2<mR=0,9\cdot 21=18,9\ \text{kN/cm}^2.$$

*Vérification des contraintes tangentielles* sur appui (formule (VI.36)) :

$$\tau=\frac{Q^0S_x}{J_x^{br}\delta_{âme}}=\frac{1534\cdot 12\,750}{1\,783\,000\cdot 1,4}=7,8\ \text{kN/cm}^2<mR_{cis}=$$

$$=0,9\cdot 13=11,7\ \text{kN/cm}^2.$$

*Vérification de la rigidité de la poutre.* Flèche de la poutre causée par les charges nominales verticales (formule (VI.81)) :

$$M^n=\frac{3839}{1,1\cdot 1,2}=2908\ \text{m}\cdot\text{kN};$$

$$f_{max}=\frac{M^{n}l^2}{10EJ_x^{br}}=\frac{290\,800\cdot 1200^2}{10\cdot 21\,000\cdot 1\,783\,000}=1,12\ \text{cm}.$$

Flèche relative

$$f_{max}/l=1,12/1200=1/1070<[f/l]=1/600.$$

*Vérification de la résistance de l'âme à la pression locale du galet de roulement.* On calcule d'abord les caractéristiques géométriques de la membrure supérieure de la poutre et du rail de roulement.

Somme des moments d'inertie de la membrure et du rail KP80

$$J_m=\frac{60\cdot 2^3}{12}+1547=1587\ \text{cm}^4.$$

Longueur conventionnelle de répartition de la pression du galet (formule (VI.76)) :

$$z=c\sqrt[3]{J_m/\delta_{âme}}=3,25\sqrt[3]{1587/1,4}=33,9\ \text{cm}.$$

Contraintes locales dans l'âme de la poutre (formule (VI.75)) :

$$\sigma_l=\frac{n_1P_1}{\delta_{âme}z}=\frac{1,3\cdot 606}{1,4\cdot 33,9}\ \text{kN/cm}^2=16,6\ \text{kN/cm}^2<R=0,9\cdot 21=18,9\ \text{kN/cm}^2,$$

où $P_1 = 1,2\cdot 505 = 606$ kN.

*Vérification de l'âme au flambement local* (on admet, pour simplifier, que la section est symétrique).

Le rapport

$$h_0/\delta_{\text{âme}} = 156/1{,}4 = 111 > [h_0/\delta] = 80$$

justifie la pose des raidisseurs transversaux et la vérification au flambement. On adopte un écartement de 1500 mm entre les raidisseurs.

Cherchons la section à donner aux raidisseurs. La largeur nécessaire est $b_r \geqslant h_{\text{âme}}/30 + 40 = 1560/30 + 40 = 92$ mm, soit $b_r = 100$ mm. L'épaisseur nécessaire est $\delta_r \geqslant b_r/15 = 100/15 \approx 6{,}7$ mm, soit $\delta_r = 8$ mm.

Pour la vérification au flambement local, on considère deux compartiments de l'âme : un compartiment médian (contraintes normales maximales) et un compartiment d'appui (contraintes tangentielles maximales, fig. VI.45).

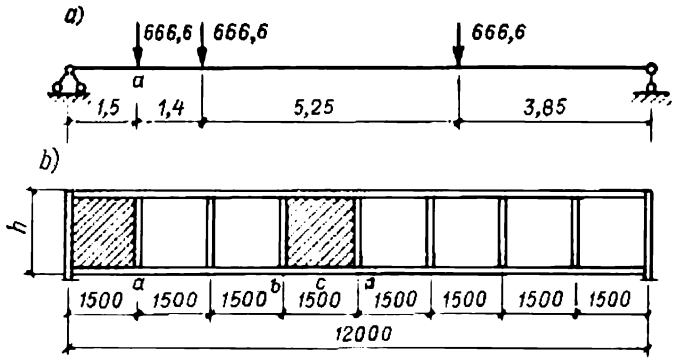



Fig. VI.45. Répartition calculée de la charge exercée par le poids des ponts roulants

*Vérification au flambement local du compartiment médian de l'âme de la poutre.* Pour déterminer la valeur moyenne du moment fléchissant à l'intérieur du compartiment (car la stabilité locale relève des valeurs moyennes des contraintes sur la longueur du compartiment), on cherche les valeurs du moment fléchissant dans les points $b$, $c$ et $d$ (voir fig. VI.43, $b$) :

$$M_b = \left[\frac{3 \cdot 666{,}6 \cdot 5{,}36}{12} 4{,}5 - 666{,}6 \cdot 0{,}54\right] 1{,}05 \cdot 0{,}95 \text{ m·kN} = 3651 \text{ m·kN};$$

$$M_c = 3839 \text{ m·kN (voir plus haut)};$$

$$M_d = \left[\frac{3 \cdot 666{,}6 \cdot 6{,}64}{12} 6 - 666{,}6 \cdot 4{,}61\right] 1{,}05 \cdot 0{,}95 \text{ m·kN} = 3557 \text{ m·kN};$$

$$M_{\text{moy}} = \frac{3651 + 3839 + 3557}{3} = 3682 \text{ m·kN}.$$

Contraintes dans le compartiment médiant :

$$\sigma = \frac{M_{\text{moy}}}{J_x^{br}} y_{\text{âme}} = \frac{368\,200 \cdot 73{,}63}{1\,783\,000} \text{ kN/cm}^2 = 15{,}2 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{moy}}}{h_{\text{âme}} \delta_{\text{âme}}} = \frac{435}{156 \cdot 1{,}4} \text{ kN/cm}^2 = 2 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{nP_1}{\delta_{\text{âme}}^2} = \frac{1{,}1 \cdot 606}{1{,}4 \cdot 33{,}9} \text{ kN/cm}^2 = 14{,}1 \text{ kN/cm}^2$$

(on prend $n_1 = 1{,}1$ en vérifiant l'âme au flambement).

Cherchons les contraintes critiques pour le compartiment médian de l'âme. Puisque, avec $a/h_0 = 1500/1560 = 0{,}96 > 0{,}8$, le rapport $\sigma_l/\sigma = 14{,}1/15{,}2 = 0{,}93$ est plus grand que la valeur limite du tableau VI.14, quel que soit $\gamma$; on cherche la contrainte critique normale par la formule (VI.86):

$$\sigma_0 = k_2 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 = 80{,}5 \left(\frac{100 \cdot 1{,}4}{156}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 64{,}8 \text{ kN/cm}^2,$$

en prenant $k_2$ par interpolation au tableau VI.14.

Contrainte critique tangentielle (formule (VI.57)):

$$\tau_0 = \left(12{,}5 + \frac{9{,}5}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2 =$$

$$= \left(12{,}5 + \frac{9{,}5}{1{,}04^2}\right)\left(\frac{100 \cdot 1{,}4}{150}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 18{,}5 \text{ kN/cm}^2,$$

où $\mu = 156/150 = 1{,}04$.

Contrainte critique due à la pression locale (formule (VI.85)):

$$\sigma_{l0} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2 = 41{,}3 \left(\frac{100 \cdot 1{,}4}{150}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 36 \text{ kN/cm}^2$$

en déterminant $k_1$ par interpolation au tableau VI.13 en fonction de $\gamma$:

$$\gamma = c \frac{b_m}{h_0}\left(\frac{\delta_m}{\delta}\right)^3 = 2 \frac{60}{156}\left(\frac{2}{1{,}4}\right)^3 = 2{,}24.$$

Vérifions l'âme au flambement par la formule (VI.84):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_l}{\sigma_{l0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{15{,}2}{64{,}8} + \frac{14{,}1}{36}\right)^2 + \left(\frac{2}{18{,}5}\right)^2} = 0{,}64 < 0{,}9.$$

D'une manière analogue, on procède à la *vérification au flambement local du compartiment d'appui de l'âme de la poutre* dans les conditions de la figure VI.45, *a*:

$$M_a = \left[\frac{666{,}6}{12}(3{,}85 + 9{,}1 + 10{,}5)\,1{,}5\right] 1{,}05 \cdot 0{,}95 = 1949 \text{ m·kN};$$

$$M_{moy} = \frac{1949}{2} = 974{,}5 \text{ m·kN};$$

$$Q_a = \frac{666{,}6}{12}(3{,}85 + 9{,}1 + 10{,}5)\,1{,}04 \cdot 0{,}95 = 1287 \text{ kN (dans tout le compartiment)}.$$

Contraintes dans le compartiment d'appui:

$$\sigma = \frac{97\,450 \cdot 73{,}63}{1\,783\,000} \text{ kN/cm}^2 = 4 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{1287}{156 \cdot 1{,}4} \text{ kN/cm}^2 = 5{,}9 \text{ kN/cm}^2.$$

Vérification au flambement:

$$\sqrt{(4/64{,}8 + 14{,}1/36)^2 + (5{,}9/18{,}5)^2} = 0{,}56 < 0{,}9.$$

*Calcul des attaches des membrures.* Les joints d'attache de la membrure supérieure de la poutre de roulement sont exécutés par soudure avec pénétration complète; de résistance mécanique égale au métal de base, ces joints ne sont pas à vérifier.

Pour les joints de la membrure inférieure, on adopte une épaisseur du cordon $h_c = 6$ mm (voir tableau VI.5) et on les vérifie au cisaillement à l'aide de

la formule (VI.51):

$$\tau = \frac{Q^0 S_m}{2(\beta h_c) J_{br}} = \frac{1534 \cdot 8000}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}6 \cdot 1\,783\,00} \text{ kN/cm}^2 =$$

$$= 8{,}2 \text{ kN/cm}^2 < R^s_{an} = 0{,}9 \cdot 15 = 13{,}5 \text{ kN/cm}^2,$$

où $S_m = 48 \cdot 2 \cdot 83{,}37 = 8000$ cm$^3$.

*Calcul du raidisseur d'appui.* La poutre de roulement prend appui sur la surface terminale dressée d'un raidisseur (fig. VI.46).

On donne à ce raidisseur une section de 420 × 14 mm. La surface d'écrasement est $F_{écr} = 42 \cdot 1{,}4 = 58{,}8$ cm$^2$.

Vérifions la contrainte d'écrasement:

$$\sigma_{écr} = Q^0/F_{écr} = 1534/58{,}8 \text{ kN/cm}^2 = 26{,}1 \text{ kN/cm}^2 <$$

$$< R_{écr} = 0{,}9 \cdot 32 = 28{,}8 \text{ kN/cm}^2.$$

On détermine les caractéristiques géométriques du raidisseur d'appui:

$$F_{compr} = 42 \cdot 1{,}4 + 15 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}4 = 88{,}2 \text{ cm}^2;$$

$$J_{x\ âme} = \frac{\delta_r b_r^3}{12} = \frac{1{,}4 \cdot 42^3}{12} = 8640 \text{ cm}^4;$$

$$r_{x\ âme} = \sqrt{J_{x\ âme}/F_{compr}} = \sqrt{\frac{8640}{88{,}2}} = 9{,}9 \text{ cm}.$$

Elancement du raidisseur d'appui

$$\lambda_x = h/r_{x\ âme} = 162/9{,}9 = 16{,}4;$$

$$\varphi = 0{,}976.$$

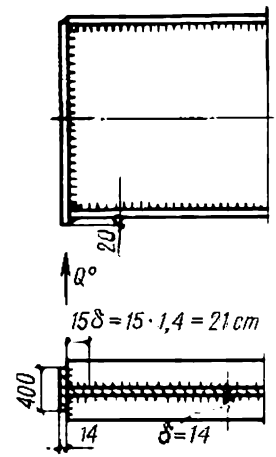



Fig. VI.46. Section d'appui de la poutre

On vérifie la stabilité au flambement du raidisseur d'appui dans le plan perpendiculaire au plan de la poutre à l'aide de la formule (VI.67)

$$\sigma_{compr} = \frac{Q^0}{\varphi F_{compr}} = \frac{1534}{0{,}976 \cdot 88{,}2} \text{ kN/cm}^2 = 17{,}8 \text{ kN/cm}^2 < R =$$

$$= 0{,}9 \cdot 21 = 18{,}9 \text{ kN/cm}^2.$$

### 3. *Poutres de roulement en treillis (fermes)*

Lorsque la portée atteint 18 m et plus, pour les ponts roulants de 10 à 20 t de charge utile, il est rationnel de prévoir des poutres de roulement en treillis (fig. VI.47, *a*).

Ce sont des fermes dont la membrure supérieure est constituée par un profilé (poutrelle) rigide exposé non seulement à la compression en tant qu'élément d'une ferme, mais aussi à une flexion locale due à la pression $P$ des galets de roulement. Le moment de flexion locale est déterminé par la formule

$$M_{fl} = (Pd)/3, \qquad \text{(VI.92)}$$

dans laquelle $d$ est la longueur du panneau entre les nœuds de la membrure supérieure.

Les autres éléments ont généralement une section constituée de deux cornières.

Tous les éléments du treillis sont centrés sur le bord inférieur de la membrure. Toutes les barres de la ferme, à l'exception de celles de la membrure supérieure, travaillent aux efforts axiaux et se calculent comme les éléments d'une ferme ordinaire (voir Chap. VII).

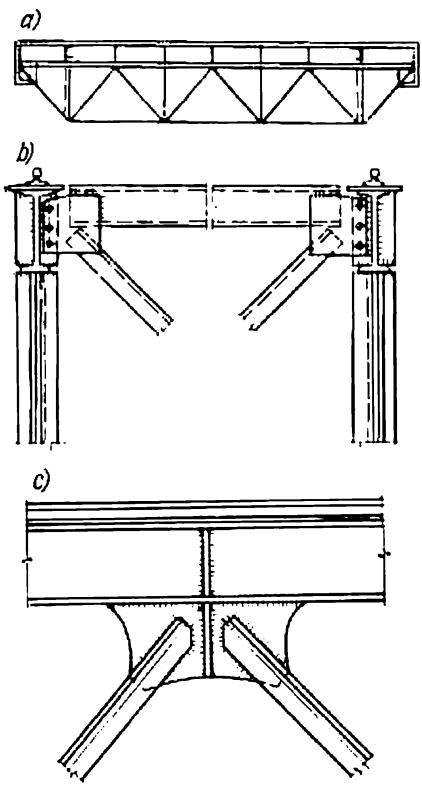



Fig. VI.47. Poutre de roulement en treillis

La formule de vérification utilisée au calcul de la membrure supérieure se présente comme suit :

$$\sigma = \frac{N+N_f}{\varphi F_{br}} + \frac{M_{f1}}{W_x} + \frac{M_f}{W_y} \leqslant R, \qquad \text{(VI.93)}$$

où $N$ est l'effort de calcul provenant des charges verticales; $N_f$ et $M_f$, l'effort de calcul de compression et le moment fléchissant local dans le plan horizontal dus aux forces de freinage transversales (en présence d'une ferme-frein horizontale); $\varphi$, le coefficient de flambement par rapport à l'axe vertical (ou horizontal, en cas de présence d'une poutre-frein à âme pleine).

On trouve les valeurs limites d'élancement des éléments au tableau VII.3. On doit fixer dans le plan horizontal non seulement la membrure supérieure (fig. VI.47, *b*) mais aussi la membrure inférieure, car celle-ci risque de se déformer dans le plan horizontal si la poutre fléchit même avec une excentricité insignifiante. Aussi les normes établissent-elles l'élancement maximal $\lambda = 150$ de la membrure inférieure d'une ferme de roulement. Pour les mêmes raisons, on pose des raidisseurs sur les goussets de la membrure supérieure (fig. VI.47, *c*). Les cordons de soudure d'attache des diagonales doivent être interrompus à 40-50 mm de la plus proche soudure du gousset.

### 4. *Poutres-freins horizontales*

Les poutres-freins sont fabriquées généralement en tôle d'acier strié de 6 à 10 mm d'épaisseur et munies d'une membrure unique à

profil en U (fig. VI.48, *a*) ou en L. La seconde membrure est constituée par la membrure supérieure de la poutre de roulement.

Lorsque la portée de la poutre atteint 12 m et plus, la membrure extérieure de la poutre-frein est généralement suspendue aux structures situées au-dessus ; l'emploi d'une contre-fiche appuyée sur la membrure inférieure est à déconseiller, car elle risque de provoquer une déformation latérale. On peut aussi attacher la membrure de la poutre-frein à la charpente du mur à l'aide d'une charnière en tôle d'acier de 4 à 6 mm d'épaisseur placée en travée, entre les poteaux (fig. VI.48, *b*). On peut enfin disposer une ferme verticale légère dans

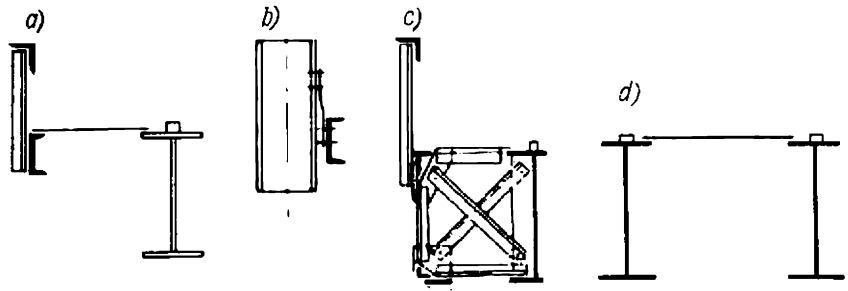



Fig. VI.48. Poutres-freins

le plan de la membrure de la poutre-frein en posant des contreventements aussi sur la membrure inférieure de la poutre de roulement. Une telle construction s'avère particulièrement efficace sur une estacade ouverte, car elle améliore sensiblement la raideur de la poutre dans le plan horizontal en formant une construction tridimensionnelle (fig. VI.48, *c*). Pour garantir le passage aisé, la poutre-frein doit avoir une largeur de 750 mm au moins. S'il y a deux poutres de roulement, les membrures supérieures de celles-ci seront reliées par une tôle-frein (fig. VI.48, *d*).

Si l'écartement des poutres dépasse 1,2 m environ, il y a intérêt à équiper la ferme-frein d'un lattis de cornières (fig. VI.49) recouvert d'un platelage en bois. Dans un atelier de traitement thermique, on pose un platelage en tôle striée d'une largeur non inférieure à 600 mm.

Les attaches d'une poutre-frein sont montrées sur la figure VI.50. Si la tôle de la poutre-frein présente un rapport dimensionnel $h/\delta > > 100$, on la munit de raidisseurs transversaux en cornières $75 \times 6$ ou en plats $100 \times 8$ posés sur sa face inférieure à intervalle de $2h$. Sur le chantier, on assemble la tôle de la poutre-frein avec la membrure supérieure de la poutre de roulement par un joint soudé continu à pénétration complète exécuté avec des électrodes Э42А (ce dernier point est obligatoire).

Aux points où une poutre-frein vient s'attacher sur un poteau, on évitera d'introduire les tôles à l'intérieur du poteau, car cela peut empêcher l'assemblage (fig. VI.50, *a*). D'autre part, les tôles doivent

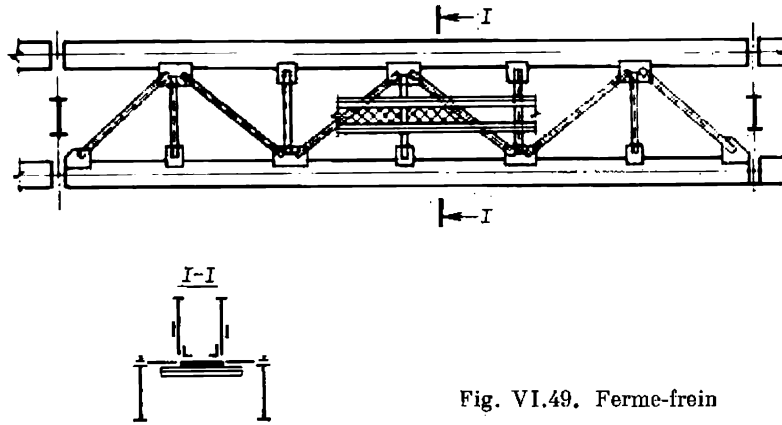
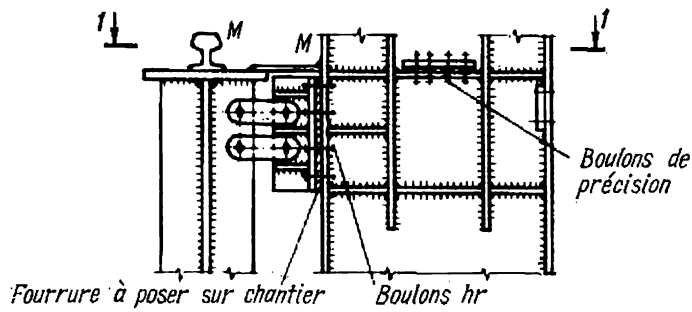



Fig. VI.49. Ferme-frein



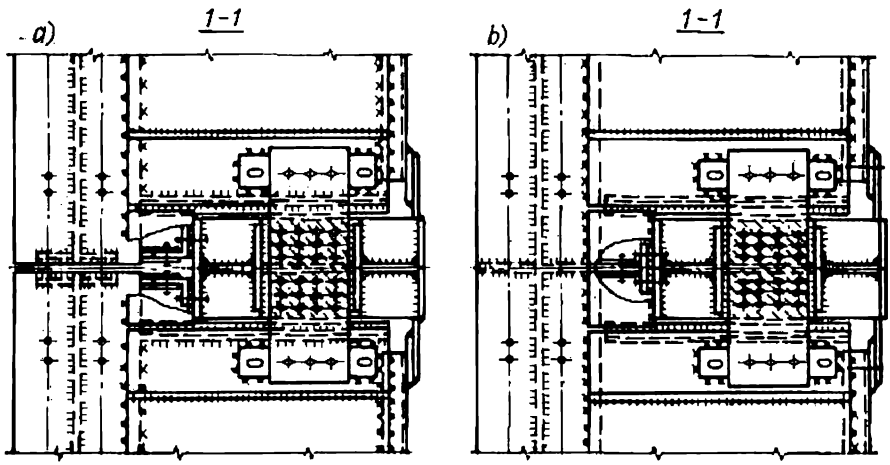




Fig. VI.50. Attaches des poutres de roulement et des poutres-freins sur les poteaux:
*a*) poutres à travées indépendantes; *b*) poutres continues

transmettre les forces horizontales transversales de la poutre-frein au poteau, aussi la solution adoptée doit-elle permettre un déplacement horizontal de la poutre-frein provoqué par une flexion verticale éventuelle de la poutre (fig. VI.52). Une solution possible est proposée sur la figure VI.50, *a*, *b*: après avoir assuré une rectitude rigoureuse des poutres de roulement, sur le chantier, on soude des nervures d'appui à bords fraisés qui transmettent les efforts tranchants latéraux. La translation horizontale $\Delta_h$ de la tête de la poutre consécutive à sa flexion se calcule à l'aide de la formule (fig. VI.52):

$$\Delta_h = Mlh/(3EJ_p),$$

dans laquelle $M$ est le moment fléchissant maximal de la poutre; $l$, $h$ sont la portée et la hauteur de la poutre; $EJ_p$ est la raideur de la poutre.

L'écrasement vertical de la poutre sur l'appui est calculé par la formule

$$\Delta_v = Qh/(EF_{ap}),$$

dans laquelle $Q$ est la réaction à l'appui de la poutre; $F_{ap}$ est l'aire de section de la nervure d'appui.

### *5. Appui d'une poutre de roulement sur un poteau*

Le nœud d'appui d'une poutre de roulement sur un poteau a généralement le caractère d'un appui franc, réalisé par l'un des deux procédés suivants:

1) les tôles d'appui en bout des poutres juxtaposées serrées par boulons prennent appui, par leurs bords fraisés, sur l'axe du poteau (fig. VI.51, *c* et VI.52, *a*);

2) les poutres prennent appui sur la lame sous poutre du poteau à section en I par des raidisseurs placés en regard des ailes de la lame (fig. VI.51, *a*, *b*) ou légèrement décalés vers l'intérieur (vers l'axe du poteau).

Si la hauteur des poutres est différente, l'appui se réalise selon les dispositions montrées sur les figures VI.51, *a* à *c*: il est indispensable alors de vérifier les contraintes tangentielles dans la section diminuée de l'âme provoquées par la réaction à l'appui.

La longueur d'appui de la tôle horizontale (fig. VI.51, *a*) est calculée pour résister à l'effort tranchant intégral exercé sur la longueur évidée de l'âme.

L'attache de la poutre de roulement sur un poteau d'acier est réalisée le plus souvent comme il est montré sur la figure VI.50. Le raidisseur d'appui de la poutre est articulé au poteau à l'aide de boulons et d'un ou de deux plats. Les boulons sont calculés pour résister à l'effort

$$N = Q_t \frac{h}{h-a}. \qquad \text{(VI.94)}$$

où $Q_f$ est la réaction de la poutre-frein ; $h$, la hauteur de la poutre augmentée de celle du rail ; $a$, la distance entre la tranche supérieure du rail et le centre d'attache.

Les boulons verticaux qui attachent la poutre de roulement sur le poteau doivent être calculés au cisaillement pour l'effort de frei-

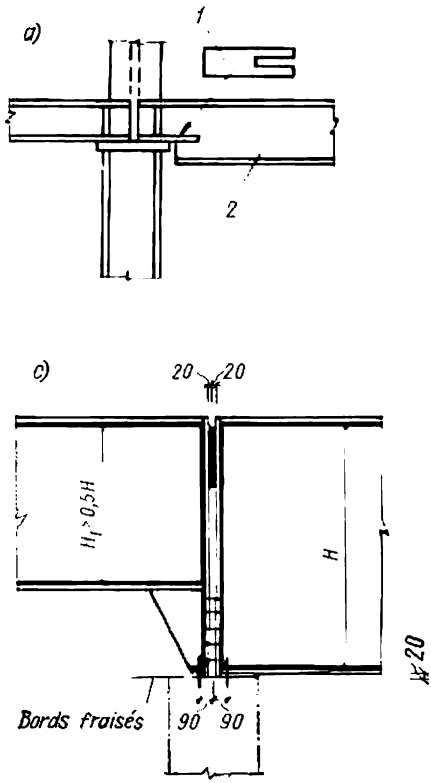



Fig. VI.51. Appui sur poteau des poutres de roulement de hauteur inégale :
*1* — détail de la tôle d'appui horizontale ; *2* — poutre de roulement à grande portée

nage longitudinal du pont qu'on détermine par la formule

$$T_{\text{long}} = 0{,}1\Sigma P, \qquad \text{(VI.95)}$$

où $\Sigma P$ est la somme des efforts de pression exercés sur la poutre par l'ensemble des galets de roulement munis de freins (leur nombre est égal généralement à la moitié du nombre total des galets des ponts roulants).

Les trous de boulons pratiqués sur la plaque d'appui ont un diamètre de 3 à 5 mm supérieur à celui d'un boulon; chaque boulon est muni d'une rondelle étroitement serrée qui sera fixée par soudure sur le chantier.

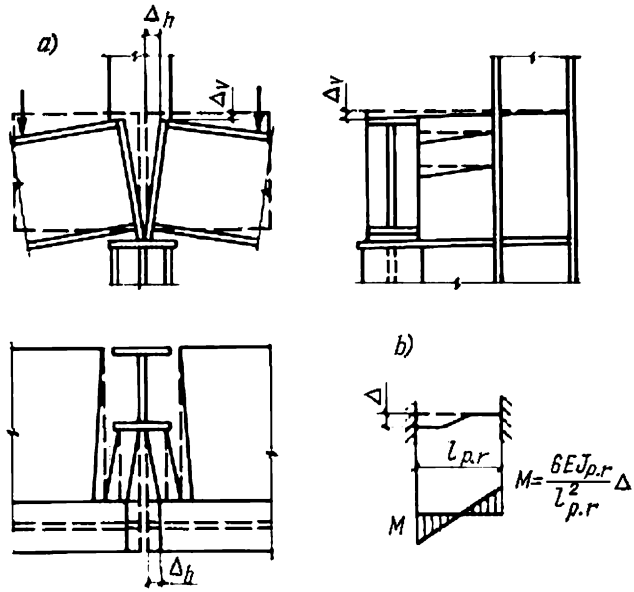



Fig. VI.52. Caractère des déplacements des parties appuyées des poutres de roulement à travées indépendantes

### 6. *Fixations des rails de roulement*

Pour les ponts roulants, on utilise des rails de profil spécial KP (rails pour ponts roulants GOST 4121-62*), des rails normaux de chemin de fer, ou des barreaux (fers carrés) ordinaires. Le type du rail et son mode de fixation doivent être adaptés à la charge utile du pont, à la nature de son service, ainsi qu'au type des galets de roulement (cylindriques, coniques).

La largeur nécessaire de la partie haute (champignon) du rail est indiquée dans la norme ; elle varie entre 50 et 140 mm.

Une fixation solide du rail a une très grande importance pendant l'utilisation. Quelquefois, les chemins de roulement et les membrures de la poutre tombent prématurément en panne à cause d'une mauvaise rectitude initiale et d'une fixation précaire.

La fixation rigide (soudage du rail sur poutre) n'est admise que dans les conditions d'un service occasionnel. Dans tous les autres cas, la fixation doit être mobile. Si la membrure de la poutre n'est pas large, les rails normaux de chemin de fer peuvent être fixés à l'aide de crampons (espacés de 500 à 700 mm) tournés dans les directions opposées. Les rails de profil spécial KP doivent être attachés par des éclisses (fig. VI.53, *a*, *b*).

Les barreaux de roulement sont fixés avec des éclisses engagées dans des rainures fraisées du barreau (fig. VI.53, *c*) ; les trous de

boulons percés sur l'éclisse sont oblongs, et sur les poutres et les cales, ronds. Entre la cale et le rail, on laisse subsister un jeu de 10 à 20 mm pour permettre le ripage de la voie. Pendant le serrage du

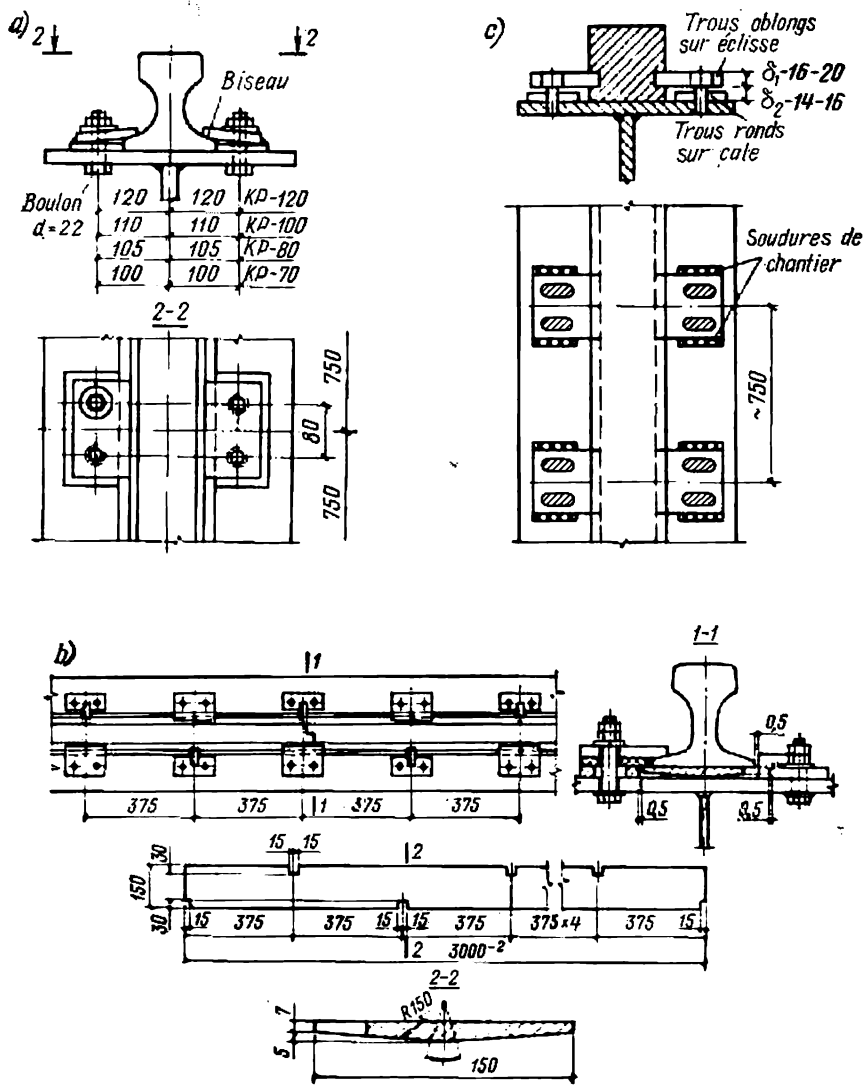



Fig. VI.53. Fixation des rails sur les poutres de roulement

boulon, la cale doit faire ressort : à cet effet, son épaisseur est faite de 2 à 3 mm inférieure à la distance entre la rainure du barreau et son bord. Après avoir introduit l'éclisse dans la rainure, on la soude

sur la cale. Chaque éclisse est attachée par deux boulons au moins. En choisissant la section à donner à la poutre de roulement, on tient compte de l'influence des trous de boulons qui affaiblissent la pièce.

## § 32. POUTRES EN ALLIAGES D'ALUMINIUM

La section à donner à une poutre en alliage d'aluminium et la hauteur optimale de celle-ci sont déterminées comme pour une poutre d'acier. Or, puisque le module d'élasticité $E_a$ des alliages d'aluminium est presque trois fois moindre que celui de l'acier, le problème de recherche de la hauteur minimale en fonction de la flèche admissible $f/l = 1/n_0$ (voir Annexe 3) devient plus difficile, de même que les problèmes de stabilité.

A condition d'utiliser entièrement la résistance du matériau ($\sigma = R$) et de poser dans (VI.3) $n_p = n_q$, on obtient la formule de la hauteur minimale à donner à une poutre d'aluminium (en cm):

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{\sigma l n_0}{E_a n_q} = \frac{R l n_0}{3{,}4 \cdot 10^4 n_q}, \qquad \text{(VI.96)}$$

dans laquelle $R$ est la résistance de calcul de l'alliage d'aluminium en kN/cm² (tirée du tableau II.17); $l$, la portée de la poutre, en cm; $n_0 = l/f$, l'inverse de la flèche relative; $E_a = 7100$ kN/cm², le module d'élasticité longitudinale de l'alliage d'aluminium; $n_q$, le coefficient de sécurité appliqué à la surcharge.

La hauteur optimale est aussi calculée à l'aide des formules (VI.22) ou (VI.27). Si $h_{\min} > h_{\text{opt}}$, on utilise la formule (VI.31).

Un léger écart de la hauteur optimale n'entraînant qu'une variation très insignifiante du poids, on recommande de chercher la hauteur optimale d'une poutre d'aluminium par la formule

$$h_{\text{opt}} = 1{,}6 \sqrt{W/\delta}. \qquad \text{(VI.97)}$$

Le coefficient $\alpha$ est égal alors à 3/4, ce qui signifie que l'âme de la poutre consomme 75 % du matériau, contre 25 % seulement pour les deux membrures.

Comme les membrures d'une poutre d'aluminium ont une largeur très faible, la vérification au flambement revêt une importance particulière.

La vérification à la résistance mécanique se fait d'après la première formule (VI.12), et la vérification au flambement, d'après la formule (VI.14).

Le coefficient $\varphi_p$ est calculé d'après la formule (VI.54), comme pour une poutre d'acier, en choisissant $\psi$ conformément aux Règles SNiP II-24-74 en fonction du coefficient $\alpha$ (voir formules (VI.55) et (VI.56)). Le tableau VI.17 cite les valeurs les plus grandes du rapport de la longueur de flambement de la membrure comprimée $l$ à sa largeur $b$ pour lesquelles, conformément aux Règles SNiP II-24-74, la vérification au flambement n'est pas nécessaire si la poutre est soudée ou emboutie.

*Tableau VI.17*

**Valeurs maximales du rapport $l/b$ ne nécessitant pas de vérification au flambement d'une poutre d'aluminium**

| Poutres | $\frac{h}{b}$ | $h/\delta_1 = 100$ | | | $h/\delta_1 = 50$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Charge appliquée | | | Charge appliquée | | |
| | | à la membrure supérieure | à la membrure inférieure | à un point quelconque, s'il y a des contreventements en travée | à la membrure supérieure | à la membrure inférieure | à un point quelconque, s'il y a des contreventements en travée |
| Emboutie ou soudée | 2 | 6 | 9 | 7 | 6 | 10 | 7 |
| | 5 | 5 | 8 | 6 | 5 | 8 | 6 |
| | 10 | 4 | 6 | 5 | 4 | 6 | 5 |
| Rivée | 2 | 7 | 10 | 8 | 8 | 11 | 8 |
| | 5 | 6 | 8 | 6 | 6 | 9 | 7 |
| | 10 | 5 | 8 | 6 | 5 | 8 | 6 |

*Désignations.* $l$, longueur de flambement de la poutre, égale à la distance séparant les attaches de la membrure comprimée prévues pour résister au déplacement transversal (nœuds des contreventements longitudinaux ou transversaux, points d'appui d'un platelage rigide) ; $l$, portée de la poutre s'il n'y a pas de contreventements ; $b$ et $\delta_1$, largeur et épaisseur de la membrure comprimée ; $h$, hauteur totale de la section de la poutre.

*Nota.* Les valeurs de $l/b$ sont calculées pour les poutres en aluminium à résistance de calcul $R = 10$ kN/cm². Si la résistance de calcul est différente, on multiplie les valeurs tabulaires de $l/b$ par $\sqrt{1/(0{,}1\ R)}$ ($R$ étant exprimé en kN/cm²).

Si la valeur de $\varphi_p$ calculée par la formule (VI.54) s'avère être supérieure à 0,667, on porte dans la formule (VI.14) le coefficient $\varphi_p$ tiré du tableau VI.18.

*Tableau VI.18*

**Valeurs du coefficient $\varphi_p$ pour les poutres d'aluminium**

| $\varphi_p$ | 0,667 | 0,7 | 0,8 | 1 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\varphi_p$ | 0,667 | 0,698 | 0,747 | 0,82 | 0,876 | 0,917 | 0,949 | 0,975 | 1 |

Le rapport maximal admissible de la largeur de l'aile à bord non renforcé de la membrure comprimée d'une poutre rivée sans semelles à l'épaisseur de l'aile est défini par la formule

$$b/\delta = 16/\sqrt{0{,}1\ R} + 1,$$

dans laquelle $R$ est exprimé en kN/cm².

En cas de profil à boudin (bords renforcés des ailes), le rapport limite $b/\delta_m$ augmente.

En l'absence de la surcharge mobile appliquée sur la membrure supérieure, la vérification au flambement local est considérée comme superflue si la flexibilité de l'âme $k_{âme} = h_0/\delta$ ne dépasse pas les valeurs indiquées au tableau VI.19.

*Tableau VI.19*

**Valeurs de $h_0/\delta$ ne nécessitant pas la vérification au flambement de l'âme d'une poutre d'aluminium**

| Résistance de calcul de l'aluminium $R$, kN/cm² | Poutre soudée ou emboutie | Poutre rivée | Résistance de calcul de l'aluminium $R$, kN/cm² | Poutre soudée ou emboutie | Poutre rivée |
|---|---|---|---|---|---|
| 5 | 70 | 110 | 20 | 55 | 70 |
| 10 | 65 | 95 | 25 | 50 | 65 |
| 15 | 60 | 80 | 30 | 45 | 60 |

Quand $h_0/\delta \leqslant 60$, les raidisseurs ne sont pas prévus; dans le cas contraire, on dispose des raidisseurs à un intervalle ne dépassant pas $2h$.

Le calcul au flambement local de l'âme (sans surcharge mobile concentrée) est fait à l'aide de la formule

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_0)^2 + (\tau/\tau_0)^2} \leqslant \vartheta_2 \qquad \text{(VI.98)}$$

où $\sigma$ et $\tau$ sont les contraintes de calcul dans la poutre; $\sigma_0$ et $\tau_0$ sont les contraintes critiques respectives (en kN/cm²) égales à

$$\sigma_0 = 21 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2, \qquad \text{(VI.99)}$$

$$\tau_0 = \left(4{,}2 + \frac{3{,}2}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2, \qquad \text{(VI.100)}$$

$d$ étant la longueur du côté court du rectangle (compartiment de l'âme); $\mu$, le rapport côté long/côté court.

On pose $\vartheta = 1$ pour les âmes en alliage АВ-Т1 ou АД33-Т1. Dans les autres cas la valeur de $\vartheta$ est cherchée au tableau VI.20 en fonction du rapport de la contrainte réduite à la contrainte de calcul,

*Tableau VI.20*

**Valeurs de $\vartheta$**

| $\sigma_{réd}/R$ | 2/3 | 0,7 | 0,75 | 0,8 | 0,85 | 0,9 | 0,95 | 1 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\vartheta$ | 1 | 0,974 | 0,922 | 0,86 | 0,788 | 0,803 | 0,607 | 0,5 |

dans l'intervalle suivant :

$$2/3 \leqslant \sigma_{réd}/R = \frac{1}{R}\sqrt{\left(\frac{2}{3}\sigma\right)^2 + 3\tau^2} \leqslant 1.$$

L'âme de la poutre ne doit pas avoir un rapport $\sigma_{réd}/R$ supérieur à 1.

La largeur libre $b_r$ d'un raidisseur ne doit jamais être inférieure à $h_0/30 + 40$ mm ; l'épaisseur d'un raidisseur doit être au moins égale à $1/12\ b_r$.

Le bord d'appui du raidisseur doit être étroitement ajusté à la membrure inférieure de la poutre. En vérifiant la transmission de la réaction par le raidisseur d'appui, on inclut dans la section considérée du raidisseur deux bandes d'âme d'une largeur de $12\delta_{âme}$ au plus, situées de part et d'autre du raidisseur.

## § 33. POUTRES PRÉCONTRAINTES

L'utilisation des poutres métalliques précontraintes permet d'économiser du métal, de diminuer la déformabilité de la construction et de distribuer les contraintes de telle manière que la forme constructive soit la plus rationnelle.

La précontrainte est réalisée par plusieurs procédés, parmi lesquels les plus usités sont les suivants :

— mise en tension des éléments résistants à l'aide d'un câble situé dans la zone tendue de la construction ;

— variation des moments fléchissants et des flèches par changement de hauteur des appuis d'une poutre continue ;

— mise en tension des extrémités en porte-à-faux des poutres cantilever, etc.

Dans le premier cas la compression excentrée de la construction fait naître des contraintes opposées par le signe à celles qui apparaissent en service par suite des surcharges appliquées. Au moment d'application d'une surcharge, c'est la précontrainte (ou tension initiale) de la poutre qui entre en jeu en priorité, grâce à quoi la capacité de charge générale de la poutre se trouve augmentée. Il est vrai que le câble de précontrainte situé dans la zone tendue éprouve une tension additionnelle appelée autocontrainte ; en revanche, les fils métalliques ont une résistance tellement élevée que la consommation de métal est négligeable : elle diminue de 10 à 18 %, tandis que le coût de la poutre diminue de 5 à 15 %.

Dans une poutre continue, la précontrainte peut aussi être avantageusement appliquée en disposant les éléments tendeurs au-dessus des appuis, dans la zone tendue. Chaque élément tendeur ajoute une inconnue au schéma de calcul.

Si la charge permanente est grande, il y a intérêt à utiliser la précontrainte programmée, qui consiste dans la mise en tension progressive de la poutre.

Dans le second cas (variation des moments), on arrive à diminuer les moments fléchissants en travée en faisant croître les moments sur les appuis, où la section peut être facilement augmentée dans le sens de la hauteur ; par exemple en tendant une poutre console. La flèche en travée s'en trouve diminuée par la même occasion. Il y a

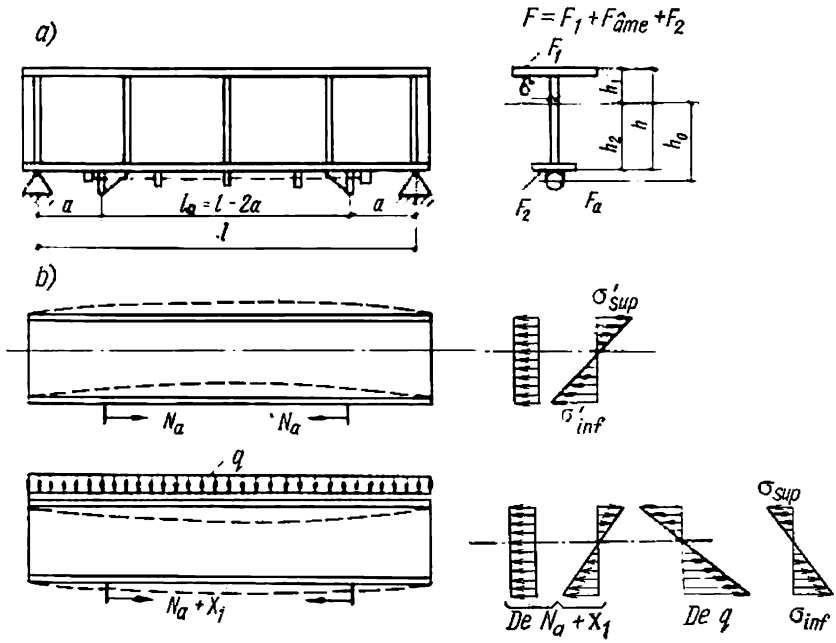



Fig. VI.54. Poutre précontrainte

intérêt à utiliser dans ces conditions une poutre composite, constituée par une ossature en poutrelles d'acier et un hourdis en béton armé formant la membrure comprimée de la construction.

Considérons les conditions de travail d'une poutre simplement précontrainte (fig. VI.54). Un élément résistant appelé câble, formé de plusieurs fils de 3 à 6 mm de diamètre (ou d'un câble unique), est placé au-dessous de la membrure inférieure ; il traverse librement une suite de colliers ou anneaux de guidage soudés sur la membrure et espacés d'environ 1,5 à 2 m (fig. VI.54, *a*). Ces anneaux sont prévus pour empêcher le flambement de la membrure inférieure comprimée au cours de la mise en tension (précontrainte). Le câble est généralement plus court que la poutre ; ses extrémités sont ancrées.

En calculant une poutre précontrainte à travée unique indépendante, on considère son travail par stades successifs. Au commencement, pendant la mise en tension initiale (précontrainte), l'effort appliqué $N_a$, qui agit en compression excentrée, fait naître dans la

membrure supérieure une traction (fig. VI.54, *b*)

$$\sigma'_{\text{sup}} = -\frac{n_2 N_a}{F} + \frac{n_2 N_a h_a}{W_{\text{sup}}}, \qquad \text{(VI.101)}$$

et dans la membrure inférieure, une compression

$$\sigma'_{\text{inf}} = -\frac{n_2 N_a}{F} - \frac{n_2 N_a h_a}{W_{\text{inf}}}, \qquad \text{(VI.102)}$$

où $n_2 = 1{,}1$ est le coefficient de sécurité de la précontrainte ; $W_{\text{sup}}$ et $W_{\text{inf}}$ sont les modules de résistance de la poutre pour la fibre supérieure et la fibre inférieure respectivement (les autres notations sont celles de la fig. VI.54, *a*).

Par la suite, au moment d'application de la surcharge de service, la poutre se comporte comme un système sous-tendu simplement hyperstatique. On considère comme inconnue la force additionnelle $X_1$ appliquée au câble sous l'effet de la surcharge extérieure. Cet effort, qui fait naître des contraintes supplémentaires dans la poutre, est dit effort d'autocontrainte.

Les contraintes totales provoquées par la précontrainte et la charge en service sont :

dans la membrure supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{n_1 N_a + X_1}{F} - \frac{M - (n_1 N_a + X_1) h_a}{W_{\text{sup}}}, \qquad \text{(VI.103)}$$

dans la membrure inférieure

$$\sigma_{\text{inf}} = -\frac{n_1 N_a + X_1}{F} + \frac{M - (n_1 N_a + X_1) h_a}{W_{\text{inf}}}. \qquad \text{(VI.104)}$$

Le coefficient de sécurité de la force de précontrainte $N_a$ est alors inférieur à l'unité, $n_1 = 0{,}9$, car, dans ces conditions, toute diminution de la force fait croître la contrainte.

L'effort d'autocontrainte inconnu $X_1$ est cherché à l'aide de la formule générale

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{\int_a^{l-a} \frac{M_1 M}{EJ}\, dx}{\int_a^{l-a} \frac{M_1^2}{EJ}\, dx + \frac{l_a}{E_a F_a} + \frac{l_a}{EF}}, \qquad \text{(VI.105)}$$

dans laquelle $M$ est le moment dans le système principal (poutre) provoqué par la surcharge ; $M_1$ est le moment de la force $X_1 = 1$ ; $EJ$ est la rigidité flexionnelle de la poutre ; $E_a F_a$ est la raideur de l'élément de précontrainte (câble) ; $a$ est la longueur de la poutre non tendue par le câble.

Maintenant, en se plaçant dans le cas représenté sur la figure VI.54, *a*, on détermine l'effort d'autocontrainte $X_1$ :

si la charge appliquée sur la poutre est uniformément répartie,

$$X_1 = \frac{2Mh_0}{3\,[h_a^2 + J/F + EJ/(E_aF_a)]}\,\gamma_1\,; \qquad \text{(VI.106)}$$

si la poutre est sollicitée par un système de charges concentrées égales,

$$X_1 = \frac{Ph_a\,[l\,(x_1+x_2+\ldots+x_n) - (x_1^2+x_2^2+\ldots+x_n^2)]}{2l\,[h_a^2 + J/F + EJ/(E_aF_a)]}\,\gamma_1. \qquad \text{(VI.107)}$$

Ici

$$\gamma_1 = \frac{l^3 - 6la^2 + 4a^3}{l^2\,(l-2a)} \approx (2 - l_a/l)\,;$$

$h_a$ est la distance entre l'axe du câble et l'axe neutre ; $P$ est la charge concentrée ; $x_1, x_2, \ldots, x_n$ sont les distances de la 1re, 2e, . . ., $n$ième charge à l'appui de gauche.

Pour garantir la section optimale de la poutre, on assortit les aires des sections des membrures et de l'âme de telle manière que les contraintes limites dans les membrures de la poutre soient atteintes non seulement par application de la charge $\sigma_{sup}$ et $\sigma_{inf}$, mais aussi par la mise en tension préalable de la membrure inférieure $\sigma'_{inf}$ ; c'est ce dernier facteur qui limite l'accroissement de la capacité de charge d'une poutre précontrainte. Ainsi donc, pour avoir la section optimale, il y a lieu de vérifier les égalités [10]

$$\sigma_{sup} = R\,;\ \sigma_{inf} = R\,;\ \sigma'_{inf} = R. \qquad \text{(VI.108)}$$

La section de la poutre sera vraisemblablement dissymétrique ; la membrure inférieure sera dimensionnée seulement pour résister au flambement au cours de la précontrainte (voir fig. VI.54).

En conservant les caractéristiques dimensionnelles usuelles des formules (VI.18) et (VI.19), à savoir : la flexibilité de l'âme $k_{âme} = h_0/\delta$ et le coefficient de répartition du matériau $\alpha = F_{âme}/F$ (section de l'âme/section totale de la poutre) et en introduisant un coefficient de dissymétrie

$$A = h_2/h_1 = W_{sup}/W_{inf}, \qquad \text{(VI.109)}$$

on exprime les caractéristiques dimensionnelles optimales de la section comme suit [8] :

$$F_{âme} = \alpha F\,; \quad F_1 = F\,(A/(A+1) - \alpha/2)\,; \quad F_2 = F\,(1/(A+1) - \alpha/2)\,;$$
$$F = F_1 + F_2 + F_{âme}. \qquad \text{(VI.110)}$$

Si la condition d'optimum (VI.108) est vérifiée, le moment exercé sur la poutre se définit en fonction des caractéristiques dimensionnelles et du coefficient d'autocontrainte :

$$M = RC\sqrt{F^3 k_{âme}}, \qquad \text{(VI.111)}$$

où

$$C = (1+\beta)\sqrt{\frac{6A^3\,(1-A)^2\,[A-(1+\beta)]}{(A+1)^3\,[A\,(1-\beta)-(1+\beta)]^3}}\,, \qquad \text{(VI.112)}$$

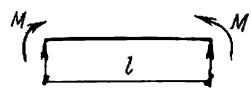
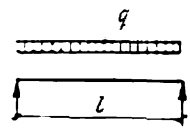
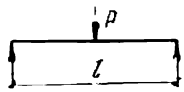
$\beta$ étant le coefficient d'autocontrainte égal à :

$$\beta = \frac{n_1 N_a + X_1}{n_1 N_a}. \qquad \text{(VI.113)}$$

La quantité $C$ caractérise le choix optimal de la section. Lorsque le coefficient d'autocontrainte reste pratiquement dans les limites $1 < \beta < 3$, le coefficient $\alpha$, qui ne varie que très peu, peut être considéré comme constant ($\alpha = 0{,}55$) pour une gamme assez large des coefficients de dissymétrie de section $A$.

*Tableau VI.21*

**Valeurs de $A$ et $C$**

| Cas de charge | $\mu_a$ | $n_1 = 0{,}9$ | $n_2 = 1{,}1$ | $n_1 = 1$ | $n_2 = 1$ | Longueur rationnelle à donner au câble |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $A$ | $C$ | $A$ | $C$ | |
|  | 0,1 | 1,58 | 0,347 | 1,87 | 0,348 | $l_a = l$ |
| | 0,2 | 1,75 | 0,359 | 2,11 | 0,369 | |
| | 0,3 | 1,99 | 0,381 | 2,56 | 0,399 | |
| | 0,4 | 2,4 | 0,415 | 3,6 | 0,446 | |
|  | 0,1 | 1,69 | 0,329 | 1,83 | 0,344 | $l_a = l\sqrt{\eta}$ |
| | 0,2 | 1,8 | 0,341 | 1,98 | 0,357 | |
| | 0,3 | 1,95 | 0,354 | 2,16 | 0,371 | |
| | 0,4 | 2,12 | 0,367 | 2,36 | 0,384 | |
|  | 0,1 | 1,72 | 0,323 | 1,82 | 0,342 | $l_a = \eta l$ |
| | 0,2 | 1,88 | 0,328 | 1,94 | 0,353 | |
| | 0,3 | 2,07 | 0,332 | 2,06 | 0,363 | |
| | 0,4 | 2,27 | 0,336 | 2,19 | 0,373 | |

*Nota.* $\eta = 1 - \frac{\sqrt{0{,}55}}{C}\left[\frac{6A - 0{,}55\,(A+1)^2}{6A\,(A+1)}\right]$.

Pour les trois cas de charge types considérés dans le tableau VI.21, on définit l'effort d'autocontrainte $X_1$ et l'on établit le rapport entre $A$ et $C$ dans les conditions optimales en admettant que la longueur de l'élément tendeur doit garantir la contrainte limite ($\sigma = R$) dans la poutre au droit de l'origine de cet élément et que l'aire de section de l'élément doit être telle que la somme des projections de toutes les forces s'annule sur l'axe horizontal. Cette aire de section est égale à

$$F_a = F\,\frac{R}{R_a}\,\frac{A-1}{A+1}. \qquad \text{(VI.114)}$$

On en déduit directement la valeur de la précontrainte $N_a$ pour chaque cas de charge donné, c'est-à-dire pour l'effort $X_1$ connu :

$$N_a n_2 + X_1 = F_a R_a,$$

d'où

$$N_a = \frac{F_a R_a - X_1}{n_2}. \qquad \text{(VI.115)}$$

On trouve dans le tableau VI.21 tiré de [19] les valeurs de $A$ et de $C$ en fonction du rapport choisi des déformations relatives du matériau de la poutre et du câble $\mu_a$ et en fonction du cas de charge de la poutre :

$$\mu_a = \varepsilon/\varepsilon_a = RE_a/(ER_a). \qquad \text{(VI.116)}$$

On prend les coefficients de sécurité $n_1 = 0{,}9$ et $n_2 = 1{,}1$ en supposant que l'effort de précontrainte $N_a$ est contrôlé indirectement (c'est-à-dire d'après la flèche de la poutre, par serrage des boulons, par enfoncement des coins, etc.).

Dans les conditions d'un mesurage direct de l'effort de précontrainte avec un manomètre ou des jauges extensométriques, on admet que $n_1 = n_2 = 1$.

Ainsi donc, pour choisir la section optimale à donner à une poutre précontrainte équipée d'un câble tendeur placé au niveau de la membrure inférieure, on procède dans l'ordre suivant :

1) on se donne une valeur de flexibilité de l'âme $k_{\text{âme}} = h_0/\delta$ (voir tableau VI.12) ou une valeur minimale possible de l'épaisseur de l'âme $\delta$ compatible avec sa stabilité vis-à-vis de l'effort tranchant $Q$ (formule (VI.26)) ou de la pression locale (formule (VI.77)) ;

2) on choisit le matériau du câble et l'on détermine le coefficient des déformations relatives $\mu_a$ en se servant de la formule (VI.116) ;

3) on lit au tableau VI.21 les valeurs de $A$ et de $C$ en fonction de $\mu_a$, pour le cas de charge considéré ;

4) en fonction de $M$, $C$, $R$ et $k_{\text{âme}}$ (ou $\delta$), on désigne les caractéristiques dimensionnelles de la poutre à l'aide des formules (VI.110) en posant $\alpha = 0{,}55$ :

$$F = \sqrt[3]{\frac{M^2}{C^2 R^2 k_{\text{âme}}}} \quad \text{ou} \quad F = \sqrt{\frac{M}{CR}\frac{\delta}{\alpha}} =$$

$$= 1{,}16 \sqrt[4]{\delta} \sqrt{\frac{M}{CR}}; \quad h_{\text{opt}} = F_{\text{âme}}/\delta ; \qquad \text{(VI.117)}$$

5) on cherche la longueur rationnelle du câble pour le cas de charge considéré à l'aide du tableau VI.21 ;

6) utilisant les formules (VI.106) ou (VI.107), on détermine l'effort d'autocontrainte $X_1$ du câble pour le cas de charge donné, puis on calcule la précontrainte par la formule (VI.115) ;

7) on vérifie la contrainte dans la poutre à l'aide des formules (VI.103) et (VI.104). Pendant la fabrication de la poutre, on règle

l'effort de contrainte (tension du câble) en contrôlant l'effort

$$N_c = \frac{N_a}{0,95} + \Delta_a \frac{E_a F_a}{l_a}. \qquad \text{(VI.118)}$$

Dans cette formule 0,95 est le coefficient de relaxation pour les éléments tendeurs confectionnés à partir des fils et câbles à haute résistance ; $\Delta_a$ est la déformation de cédage des ancres du câble, égale à 0,1 cm pour l'ancrage par écrous serrés au couple et par coins et à 0,2 pour l'ancrage avec cales ou rondelles.

Il est à noter que l'effort contrôlé du câble ne doit pas être supérieur à l'effort que peut reprendre la membrure inférieure de la poutre comprimée au cours de la précontrainte (en considérant la longueur comprise entre deux anneaux de guidage voisins). Cet effort limite est vérifié par la formule

$$N_{pc} = \frac{R\varphi_y^{inf} F W_{inf}}{W_{inf} + h_a F}, \qquad \text{(VI.119)}$$

dans laquelle $\varphi_y^{inf}$ est le coefficient de flambement de la membrure inférieure de la poutre.

On cherche donc à vérifier l'inégalité

$$N_c \leqslant N_{pc}. \qquad \text{(VI.120)}$$

L'élément tendeur peut se présenter sous forme d'un faisceau de fils parallèles à haute résistance, d'un câble à sept torons ou d'une barre rigide en acier de haute résistance.

On trouve la résistance de calcul d'un faisceau de fils de haute résistance (GOST 7348-63, 7372-66* et 8480-63) au tableau VI.22.

*Tableau VI.22*

**Résistances de calcul pour différents diamètres des fils**

| Diamètre des fils, mm | 2,5 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Résistance de calcul, kN/cm² | 112 | 106 | 101 | 95 | 90 | 84 | 78 |

La résistance de calcul d'un câble à sept torons est égale à 65 % de la charge de rupture citée dans la norme, et celle d'un câble zingué, à 60 % de la charge de rupture.

Les fils de haute résistance ont un module d'élasticité suffisamment élevé $E_a = 2 \cdot 10^4$ kN/cm² ; leur principal inconvénient est la confection manuelle du faisceau. Par contre, la confection d'un câble est un procédé industriel, mais son module d'élasticité est moins élevé, $E_a = 1,6 \cdot 10^4$ à $1,8 \cdot 10^4$ kN/cm², ce qui fait que la construction se déforme plus facilement et l'effet de la précontrainte n'est pas utilisé de la façon la plus rationnelle.

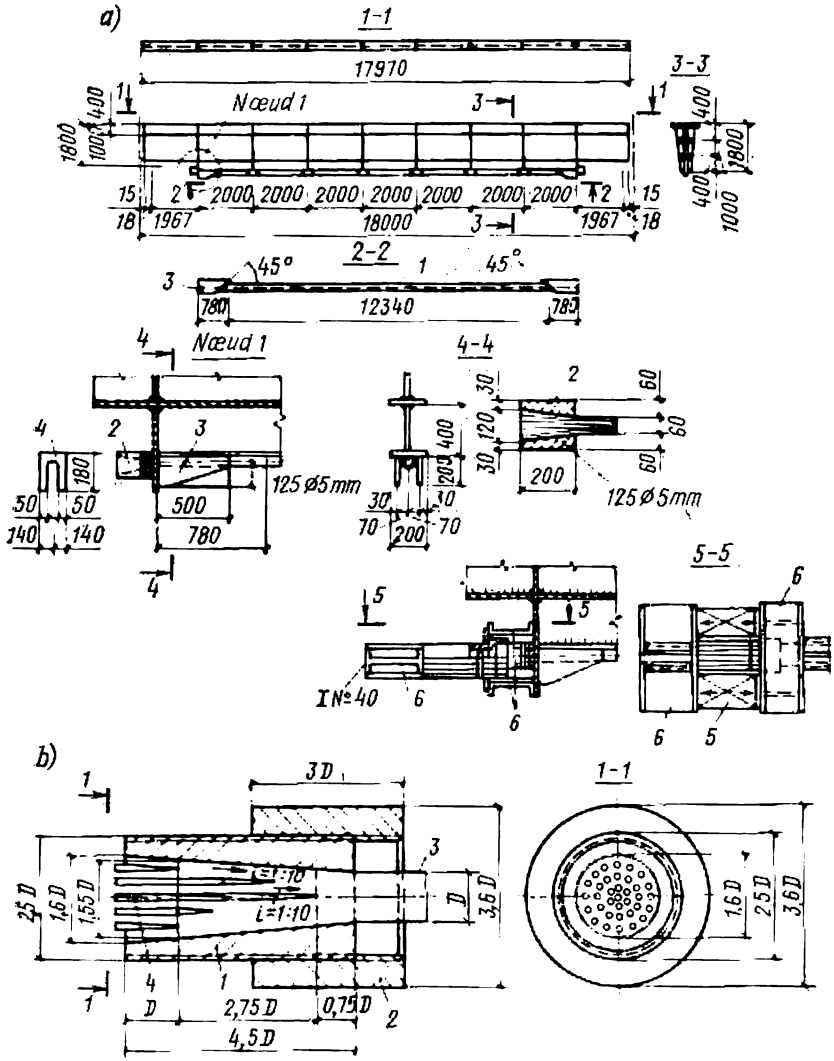



Fig. VI.55. Ancrage du câble d'une poutre précontrainte:

*Variante a*: *1* — câble (faisceau de fils); *2* — cône femelle; *3* — raidisseur; *4* — cale; *5* — vérins hydrauliques; *6* — poutres auxiliaires pour mise en tension.

*Variante b*: *1* — cône femelle; *2* — manchon; *3* — faisceau de fils; *4* — coins

L'ancrage se réalise par des dispositifs variés. Si l'effort n'est pas grand et le faisceau est petit (cela est rare), on peut utiliser un cône mâle à deux rangées, comme dans une construction en béton précontraint. Si l'effort est important, on emploie un cône femelle en acier. Les fils ou les torons effilochés du câble sont introduits dans le cône d'expansion et coulés avec du babbit ou un autre alliage, par exemple ЦАМ9-1,5 GOST 7117-62 (voir fig. VI. 55, *a*).

Le tendeur constitué par un faisceau de fils peut être ancré à l'aide d'un bouchon enfoncé en métal tendre (acier Ст2) ou à l'aide d'un coin métallique enfoncé ; soudés aux bords après leur enfoncement, ils garantissent un effort de retenue notable qui s'oppose à l'arrachement du faisceau du cône (fig. VI.55, *b*). La coulée, délicate à effectuer, est supprimée dans ce procédé. Les faisceaux ancrés dans les cônes sont confectionnés séparément ; il ne reste qu'à les monter sur la poutre. Le cône est fileté pour recevoir un manchon avec des poutres auxiliaires sollicitées par des vérins hydrauliques qui réalisent la précontrainte du faisceau. Après avoir effectué la mise en tension contrôlée à l'aide d'un manomètre monté sur le vérin, on met une cale en fourchette entre le cône d'ancrage et la butée. Au droit de la butée d'ancrage, l'âme de la poutre doit être renforcée avec des raidisseurs.

La précontrainte peut aussi être créée, à condition d'assurer un contrôle efficace, par « relevage » du faisceau (câble) ou par introduction d'un coin entre le dispositif d'ancrage et la butée.

EXEMPLE VI.12. Dans les conditions des exemples VI.4 et VI.5, calculer une poutre précontrainte en acier ВСт3. Portée 12 m. Charge uniformément répartie $q = 211{,}3$ kN/m. Moment de calcul $M = 3800$ m·kN. Effort tranchant $Q = 1270$ kN.

**Solution.** 1. L'élément tendeur sera constitué d'un faisceau de fils de 3 mm de diamètre GOST 7348-63. Résistance de calcul des fils (voir tableau VI.22) $R_a = 106$ kN/cm², $E_a = 2 \cdot 10^4$ kN/cm².

Coefficient des déformations relatives

$$\mu_a = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_a} = \frac{RE_a}{ER_a} = \frac{21 \cdot 2 \cdot 10^4}{2{,}1 \cdot 10^4 \cdot 106} = 0{,}189.$$

On a la charge uniformément répartie ; pour ce cas, étant donné les coefficients de sécurité $n_1 = 0{,}9$, $n_2 = 1{,}1$ et $\mu_a = 0{,}189$, on détermine $A$ et $C$ par interpolation dans le tableau VI.21 : il vient $A = 1{,}79$ et $C = 0{,}34$.

2. On choisit une flexibilité de l'âme $k_{\text{âme}}$ ou on se donne une épaisseur minimale admissible de l'âme. Soit $\delta = 1$ cm comme dans les exemples VI.4 et VI.5 ; on cherche les caractéristiques dimensionnelles par les formules (VI.117) et (VI.110) :

$$F = 1{,}16 \sqrt[4]{\delta} \sqrt{\frac{M}{CR}} = 1{,}16 \sqrt[4]{1} \sqrt{\frac{380\,000}{0{,}34 \cdot 21}} \text{ cm}^2 = 268 \text{ cm}^2,$$

$$F_1 = F\,[A/(A+1) - 0{,}275] = 268\,(1{,}79/2{,}79 - 0{,}275) \text{ cm}^2 = 99 \text{ cm}^2,$$

$$F_2 = F\,[1/(A+1) - 0{,}275] = 268\,(1/2{,}79 - 0{,}275) \text{ cm}^2 = 22{,}5 \text{ cm}^2,$$

$$F_{\text{âme}} = 0{,}55 \cdot 268 = 147 \text{ cm}^2, \quad h_{\text{opt}} = F_{\text{âme}}/\delta = 147/1 = 147 \text{ cm},$$

$$F_a = F \frac{R}{R_a} \frac{A-1}{A+1} = 268 \frac{21 \cdot 0{,}79}{106 \cdot 2{,}79} \text{ cm}^2 = 15 \text{ cm}^2.$$

Longueur rationnelle du câble (voir tableau VI.21) :

$$l_a = l \sqrt{\eta} = 1200 \sqrt{0{,}535} = 880 \text{ cm},$$

où

$$\eta = 1 - \frac{\sqrt{0{,}55}}{C} \left[ \frac{6A - 0{,}55\,(A+1)^2}{6A\,(A+1)} \right] =$$

$$= 1 - \frac{0{,}74}{0{,}34} \left[ \frac{6 \cdot 1{,}79 - 0{,}55 \cdot 2{,}79^2}{6 \cdot 1{,}79 \cdot 2{,}79} \right] = 0{,}535.$$

3. On choisit la section à donner à la poutre et on vérifie les contraintes dans celle-ci. La membrure supérieure sera constituée d'une tôle de 520 × × 20 mm, la membrure inférieure, d'une tôle de 300 × 10 mm, l'âme, d'une tôle 1470 × 10 mm (fig. VI.56):

$$F = F_1 + F_2 + F_{\text{âme}} = 52 \cdot 2 + 30 \cdot 1 + 147 \cdot 1 = 281 \text{ cm}^2.$$

Cherchons la distance entre le centre de gravité de la poutre et l'axe de la tôle inférieure:

$$z_0 = \frac{147 \cdot 74 + 104 \cdot 148{,}5}{281} \text{ cm} = 93{,}5 \text{ cm};$$

on peut définir maintenant le moment d'inertie de la poutre

$$J = 104 \cdot 55^2 + 30 \cdot 93{,}5^2 + \frac{1 \cdot 54^3}{3} + \frac{1 \cdot 93^3}{3} =$$

$$= 897\,000 \text{ cm}^4,$$

et les modules de résistance

$$W_{\text{inf}} = 897\,000/94 \text{ cm}^3 = 9570 \text{ cm}^3;$$

$$W_{\text{sup}} = 897\,000/56 \text{ cm}^3 = 16\,000 \text{ cm}^3.$$

Moment d'inertie de la membrure inférieure par rapport à l'axe $y$-$y$:

$$J_y = \frac{1 \cdot 30^3}{12} \text{ cm}^4 = 2240 \text{ cm}^4 \text{ et}$$

$$r_y = \sqrt{2240/30} \text{ cm} = 9 \text{ cm}.$$

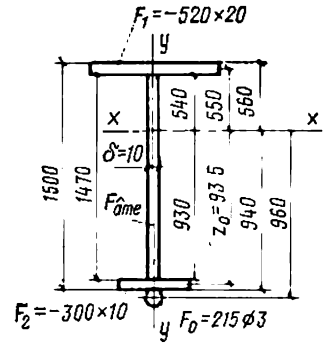



Fig. VI.56. Pour l'exemple VI.12

Effort d'autocontrainte dans le câble (voir formule (VI.106)):

$$X_1 = \frac{2Mh_a}{3\left(h_a^2 + \frac{J}{F} + \frac{EJ}{E_a F_a}\right)} \left(2 - \frac{l_a}{l}\right) =$$

$$= \frac{2 \cdot 380\,000 \cdot 96}{3\left(96^2 + \frac{897\,000}{281} + \frac{2{,}1 \cdot 10^4 \cdot 897\,000}{2 \cdot 10^4 \cdot 15{,}2}\right)} \left(2 - \frac{880}{1200}\right) \text{ kN} = 403 \text{ kN}.$$

Effort de précontrainte du câble (voir formule (VI.114)):

$$N_a = \frac{F_a R_a - X_1}{n_2} = \frac{15{,}1 \cdot 106 - 403}{1{,}1} \text{ kN} = 1085 \text{ kN}.$$

a) Contraintes normales en service:
dans la membrure supérieure (formule (VI.103))

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{(n_1 N_a + X_1)}{F} - \frac{M - (n_1 N_a + X_1) h_a}{W_{\text{sup}}} =$$

$$= -\frac{(0{,}9 \cdot 1085 + 403)}{281} - \frac{380\,000 - (0{,}9 \cdot 1085 + 403)\,96}{16\,000} =$$

$$= -4{,}92 - 15{,}6 = -20{,}5 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2;$$

dans la membrure inférieure (formule (VI.104))

$$\sigma_{\text{inf}} = -\frac{(n_1 N_a + X_1)}{F} + \frac{M - (n_1 N_a + X_1) h_a}{W_{\text{inf}}} =$$

$$= -\frac{(0{,}9 \cdot 1085 + 403)}{281} + \frac{380\,000 - (0{,}9 \cdot 1085 + 403)\,96}{9570} =$$

$$= -4{,}92 + 26 \approx 21 \text{ kN/cm}^2.$$

b) Contrainte normale dans la membrure inférieure au stade de la précontrainte (formule (VI.102)):

$$\sigma'_{\text{inf}} = -\frac{n_2 N_a}{F} - \frac{n_2 N_a h_a}{N_{\text{inf}}} = -\frac{1{,}1 \cdot 1085}{281} - \frac{1{,}1 \cdot 1085 \cdot 96}{9570} = -4{,}25 - 12 = -16{,}25 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Contrainte maximale dans le câble (constitué de 215 fils, $d = 3$ mm, $F_a = 15{,}2$ cm²):

$$\sigma_a = \frac{n_2 N_a + X_1}{F_a} = \frac{1{,}1 \cdot 1085 + 403}{15{,}2} \text{ kN/cm}^2 = 106 \text{ kN/cm}^2.$$

Effort contrôlé pendant la mise en tension du câble (formule (VI.118)):

$$N_c = \frac{N_a}{0{,}95} + \Delta_a \frac{E_a F_a}{l_a} = \frac{1085}{0{,}95} + \frac{0{,}2 \cdot 2 \cdot 10^4 \cdot 15{,}2}{880} = 1214 \text{ kN}.$$

Les anneaux-guides seront disposés à intervalles de 2 m sur la membrure inférieure. On cherche l'effort limite de tension du câble compatible avec la sta-

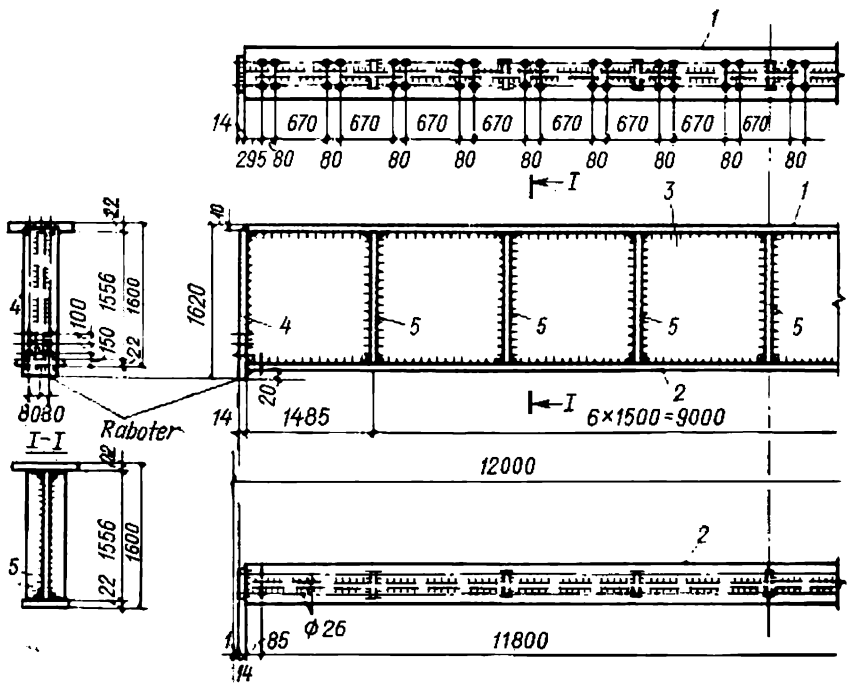



Fig. VI.57. Dessin d'exécution d'une poutre de roulement

bilité de la membrure inférieure exposée à la compression au cours de la précontrainte:

$$N_{pc} = \frac{R\varphi_y^{\text{inf}} F W_{\text{inf}}}{W_{\text{inf}} + h_a F} = \frac{21 \cdot 0{,}96 \cdot 281 \cdot 9570}{9570 + 96 \cdot 281} \text{kN} = 1490 \text{ kN} > 1214 \text{ kN}.$$

On a $\varphi_y^{\text{inf}} = 0{,}96$ pour $\lambda_{m.\text{inf}} = 200 : 9 = 23$.

La poutre précontrainte ainsi déterminée est de 14,5 % moins lourde que la poutre de section $F_p = 346$ cm² calculée dans les conditions des exemples VI.4 et VI.5 :

$$\frac{F_p-(F+F_a)}{F_p}=\frac{346-(281+15{,}2)}{346}=0{,}145=14{,}5\%.$$

La figure VI.57 montre un dessin d'exécution d'une poutre de roulement soudée.

**Spécification Б3. Matériau : Acier ВСт3сп GOST 380-71***

| Repère | Section, mm | Longueur, mm | Nombre | Masse, kg | | Observation |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | une pièce | toutes les pièces | |
| 1 | Plat 580×22 | 11 970 | 1 | 1200 | 1200 | — |
| 2 | Plat 460×22 | 11 970 | 1 | 950 | 920 | — |
| 3 | Plat 1556×14 | 11 970 | 1 | 2050 | 2050 | Bords préparés avant soudage |
| 4 | Plat 400×14 | 1 610 | 2 | 34,2 | 137 | Raboter |
| 5 | Plat 100×8 | 1 556 | 14 | 5,9 | 82<br>66 * | — |

* Masse du métal déposé (1,5 %).

**Fabricant**

| Marque | Nombre | Masse, kg | |
|---|---|---|---|
| | | une pièce | toutes les pièces |
| Б3 | 24 | 4485 | 107 640 |

*Nota.* 1. Electrodes Э42А (sauf spécification contraire). 2. Soudure automatique des membrures. 3. Epaisseur du cordon $h = 6$ mm (sauf spécification contraire). 4. Trous $d = 20$ mm (sauf spécification contraire).

CHAPITRE VII

# FERMES

## § 34. DOMAINE D'APPLICATION ET CLASSIFICATION DES FERMES

### *1. Caractéristique générale des fermes*

On désigne par « ferme », une construction en treillis qui travaille généralement à la flexion. A la différence d'une poutre, la ferme est constituée d'un certain nombre de barres droites isolées qui, réunies par des nœuds (qui sont en principe des articulations), forment un système géométriquement indéformable, chargé uniquement dans ses nœuds. Puisque les nœuds sont seuls sollicités, les barres de la ferme ne subissent que des efforts axiaux (tension ou compression), ce qui permet d'utiliser le matériau d'une façon plus complète que dans le cas d'une poutre pleine.

Il y a intérêt à utiliser les fermes dans les constructions qui doivent avoir, en vertu des conditions de rigidité, une hauteur considérable. Si les charges sont importantes et les portées relativement courtes, les fermes deviennent trop encombrantes et difficiles à réaliser, donc moins économiques que les poutres pleines. L'intérêt économique d'utilisation d'une ferme en treillis au lieu d'une poutre pleine est d'autant plus marqué que la portée est plus grande et la charge moins importante.

Les applications des fermes sont très variées.

On classe les fermes en se basant sur des critères différents, par exemple :

a) d'après leur destination, on distingue les fermes des ponts, les fermes de toiture, les fermes des grues, les appuis des lignes de transport d'énergie électrique, etc. ;

b) d'après la construction, on distingue les fermes légères à âme simple et les fermes lourdes à âme double ;

c) d'après la direction des réactions des appuis et la construction des appareils d'appui, on distingue les fermes en poutres (ou poutres à treillis) qui peuvent être composées, continues et en console, les fermes en arc (ou arcs à treillis) à poussée latérale, et ainsi de suite.

En outre, les fermes peuvent être à deux et à trois dimensions.

Conformément à cette classification, on considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture, dites fermes de toiture.

En ce qui concerne les fermes lourdes à âme double, on les utilise dans les cas où les efforts dans les membrures dépassent 3500 à 4000 kN, par exemple : fermes des ponts [14, 32], fermes à longue portée des ateliers d'assemblage d'avions ou des cales navales, supportant des ponts roulants, etc.

### 2. *Types des fermes de toiture. Dimensions générales. Espacement des fermes*

Les fermes de toiture servent à supporter les constructions de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur celles-ci. Les éléments de couverture et l'ossature du comble (fermes, contreventements) constituent la toiture. Le rôle fondamental de la

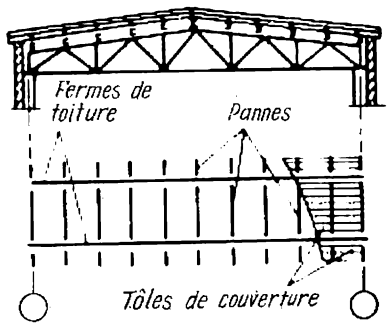



Fig. VII.1. Fermes de toiture prenant appui sur des poteaux en béton armé

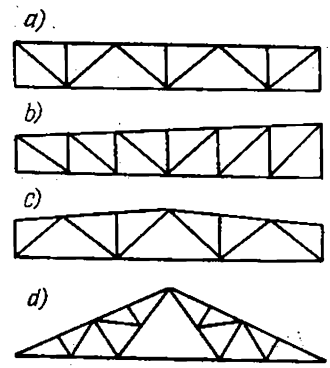



Fig. VII.2. Types des fermes

toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, pluie, froid, etc.). Dans la plupart des cas, les fermes prennent appui sur des poteaux en acier ou en béton armé (fig. VII.1).

Les fermes ont des membrures et des treillis de formes variées. D'après la forme des membrures, on distingue:

— les fermes à membrures parallèles ou « poutres à treillis » (fig. VII.2, *a*);

— les fermes à simple versant (fig. VII.2, *b*);

— les fermes trapézoïdales (fig. VII.2, *c*);

— les fermes triangulées (fig. VII.2, *d*).

La forme à donner aux membrures est choisie compte tenu de la destination de la ferme, du matériau de la couverture, du système d'évacuation d'eau, ainsi que des considérations économiques. Pour les bâtiments industriels à couverture en tapis, on utilise le plus souvent des fermes à membrures parallèles et des fermes trapézoïdales.

La forme invariable de la ferme malgré les charges appliquées est garantie par un treillis triangulé (ou réticulé). D'après leur construction, on distingue :

— les treillis en N, qui sont constitué par des diagonales et des montants formant une ligne brisée continue ; toutes les diagonales d'une demi-ferme sont inclinées dans la même direction (fig. VII.2, *b*) ;

— les treillis en V, constitués par des diagonales seules, qui sont inclinées alternativement dans les deux directions. Le plus souvent,

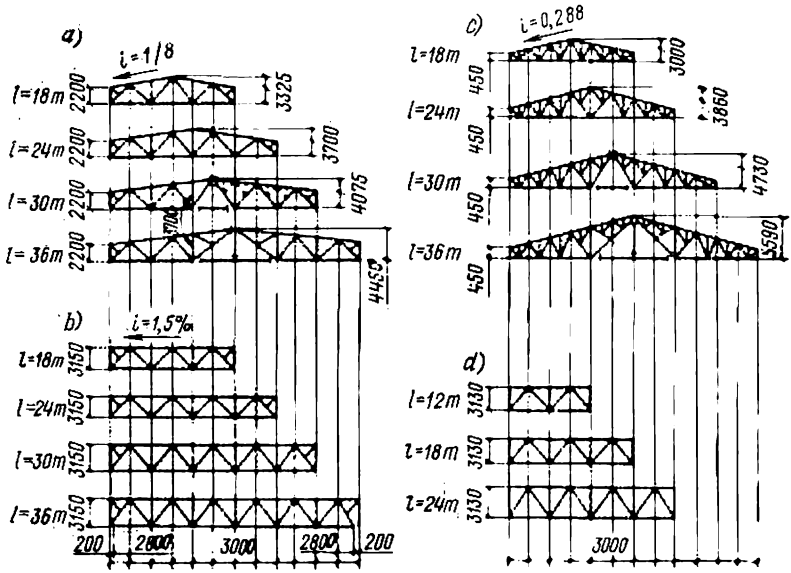



Fig. VII.3. Schémas standards :
*a*, *b*, *c* — fermes de toiture ; *d* — sablières

on dote le treillis de montants auxiliaires (fig. VII. 2, *a* et *c*), car, d'une part, la longueur totale de la ligne brisée et le nombre de nœuds de ce treillis sont moins grands que ceux d'un treillis en V, et, d'autre part, les montants auxiliaires diminuent la longueur du panneau de la membrure supérieure de la ferme. Avec ce système, les montants sont inessentiels pour l'invariabilité de la forme.

Les dimensions générales d'une ferme sont sa portée et sa hauteur. Dans le but d'uniformisation, les portées des fermes de toitures des bâtiments industriels sont multiples d'un module de 6 m, soit 18, 24, 30, 36 et 42 m. Afin de faciliter l'établissement des projets et la fabrication, quelle que soit la portée, on donne à la ferme d'acier standard un schéma géométrique déterminé dont on voit quelques exemples sur la figure VII.3. Dans ces fermes, la longueur du panneau de la membrure est de 3 m.

Le choix de la hauteur $h$ à donner à la ferme trapézoïdale au milieu de la portée est fait en recherchant soit un poids minimal, soit

une rigidité déterminée par la flèche imposée, soit la facilité de transport de la ferme entière assemblée en atelier. Pour que la masse soit minimale, il faut que la masse des membrures soit égale à celle du treillis (avec les goussets), mais le rapport de la hauteur de la ferme à sa portée devient alors trop élevé ($h/l \sim 1/5$), ce qui complique considérablement le transport et le montage : en effet, on est obligé de transporter la ferme par blocs séparés et de l'assembler sur le chantier, si bien que le gain de métal devient trop faible vis-à-vis du temps perdu et du coût de la construction.

Si la ferme est transportée par chemin de fer, ses dimensions ne doivent pas dépasser 3,8 m suivant la verticale et 3,2 m suivant l'horizontale (fig. VII.4). La longueur d'un wagon plat à deux essieux est 9 m, et d'un wagon plat à quatre essieux, 13 m. Afin d'inscrire la ferme dans le gabarit de chargement et de n'avoir à exécuter sur chantier qu'une seule opération d'assemblage (ferme divisée en deux moitiés), on cherche généralement à ne pas dépasser une hauteur de 3,8 m au milieu de la portée (entre les points extrêmes de la construction).

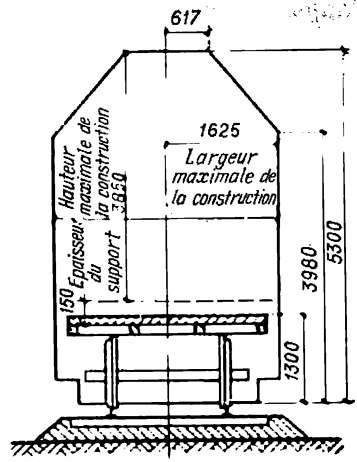


Fig. VII.4. Gabarit de chargement sur wagon

En ce qui concerne la hauteur $h_{ap}$ à l'aplomb des appuis (à la retombée), elle restera la même, quelle que soit la portée : une telle disposition permet d'adopter un schéma géométrique unique et d'utiliser des pièces de fixation standards.

Si la pente de la membrure supérieure est égale à 1 : 8, on prend généralement $h_{ap} = 2{,}2$ m (distance entre talons des cornières). Bien que la hauteur au milieu de la portée (pour les portées de 30 m et 36 m) soit supérieure à 3,8 m, la ferme reste cependant facile à fabriquer et à transporter grâce à une très légère augmentation du nombre de joints à effectuer sur chantier (trois au lieu de deux, cf. fig. VII.3, *a*). Si le panneau médian de la membrure inférieure est expédié séparément, le reste de la ferme s'inscrit parfaitement dans le gabarit de chargement : dans ce cas le gabarit général de la ferme est défini par la hauteur du troisième montant à partir de la retombée.

Les bâtiments industriels possèdent généralement une toiture plate à évacuation d'eau intérieure, pour laquelle on utilise des fermes types à membrures parallèles qui présentent une pente de 1,5 % créée grâce à la contre-flèche au milieu de la portée (voir fig. VII.3, *b*). Pour $h/L \approx 1/8$ à 1/11, la ferme à membrures paral-

lèles est un peu plus lourde qu'une ferme trapézoïdale avec $h/L \approx$ $\approx$ 1,6 à 1,8; or, grâce à la pente nulle, la surface totale de la couverture devient moins grande et le coût réduit total diminue, surtout si la couverture est dotée d'une isolation thermique.

Pour réaliser un gain de métal, on fabrique les membrures les plus sollicitées en acier de résistance accrue, tandis que les diagonales et les éléments auxiliaires sont fabriqués en acier de classe C38/23.

Si la couverture est constituée de feuilles ondulées en amiante-ciment, elle doit avoir une pente de 1 : 3,5. La hauteur à l'aplomb de l'appui $h_{ap}$ constitue alors 450 mm (fig. VII.3, *c*).

Le poids $g$ d'une ferme standard, exprimé en kN par m$^2$ couvert, varie en fonction de la charge de calcul $q$ (en kN/m$^2$). On a pour une ferme de portée $L$:

$$\begin{aligned} L &= 18 \text{ m} \quad & g &= 0{,}04 + 0{,}014\, q; \\ L &= 24 \text{ m} \quad & g &= 0{,}04 + 0{,}03\, q; \\ L &= 30 \text{ m} \quad & g &= 0{,}05 + 0{,}03\, q; \\ L &= 36 \text{ m} \quad & g &= 0{,}05 + 0{,}04\, q. \end{aligned}$$

L'angle d'inclinaison à donner aux diagonales sur la membrure inférieure est de 45 à 50° pour le treillis en V et de 35 à 45° pour le treillis en N.

La première diagonale, placée à l'aplomb de l'appui, définit la configuration du treillis; elle peut être inclinée vers le haut (fig. VII.2, *c* et VII.3) ou vers le bas (fig. VII.2, *a* et *b*). Dans la pratique des projets des bâtiments industriels et civils, on adopte le plus souvent les diagonales qui « remontent » vers le milieu de la portée: une telle solution assure mieux la rigidité horizontale du portique de la halle dont la ferme constitue l'entrait (cf. Chap. IX). D'autre part, le nœud d'appui devient plus simple et les contreventements, plus faciles à disposer. En revanche, l'avantage des diagonales « descendantes » consiste en ce que le point d'appui est situé au-dessus du centre de gravité de la ferme, ce qui facilite le montage.

Les projets des constructions peuvent être établis dans les meilleurs délais grâce à la standardisation, puisque les constructions standards existantes conviennent parfaitement pour les charges de toute nature. Les constructions standards diffèrent quelque peu des constructions ordinaires, étant donné que leur gamme est conçue de façon à satisfaire aux conditions aussi variées que possible tout en restant aussi restreinte que possible [35]. L'établissement du projet présente donc une série de particularités.

Un projet est établi en deux stades:

1) mise au point et justification des schémas et dimensions standards des constructions;

2) établissement des dessins d'exécution et des détails constructifs conformément aux schémas adoptés.

Avant de mettre au point les constructions, on procède à la standardisation, c'est-à-dire qu'on adopte un module précis, ou un rapport

entre les paramètres fondamentaux, afin de garantir l'assemblage facile de tous les éléments. S'il dispose d'un projet type, le projeteur n'a qu'à arrêter le plan général de l'ouvrage, à assortir et disposer les éléments standards et à établir les séquences de montage.

Il est à noter que si la membrure supérieure de la ferme est sollicitée par des charges qui sont appliquées ailleurs que dans ses nœuds, il s'y produit un moment fléchissant parasite qui fait croître la masse de la ferme de 4 à 5 %. Il y a donc intérêt à équiper le treillis de

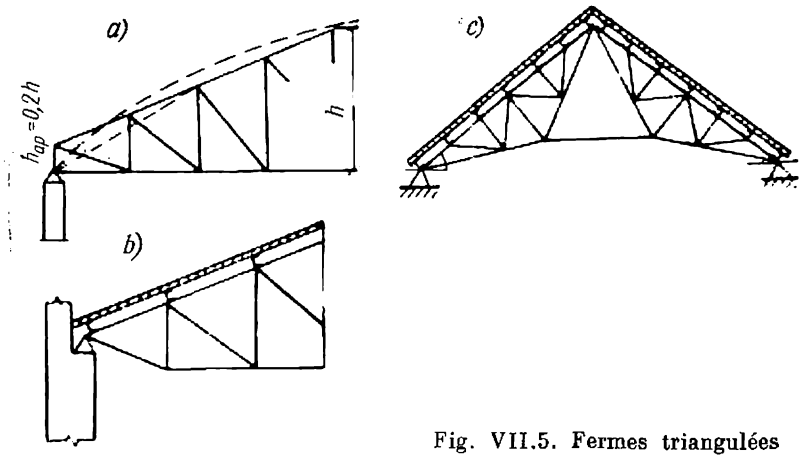



Fig. VII.5. Fermes triangulées

contre-fiches auxiliaires (en pointillé sur la figure VII.3, *a*) qui, en reprenant les charges locales, s'opposent à la flexion de la membrure.

Les fermes triangulées ne sont utilisées que pour des toitures à pente raide (fig. VII.5). En pareils cas on cherche à égaliser les efforts au milieu de la portée et à la retombée, en donnant une forme appropriée à la membrure supérieure. A cet effet, on prévoit à la retombée un potelet de faible hauteur $h_{ap} = 0{,}2\ h$ (fig. VII.5, *a*). Si la pente est raide, la ferme risque de devenir trop haute, et l'appareil d'appui, peu commode au point de vue constructif. On conseille alors de reporter l'appui au nœud supérieur de la ferme (fig. VII.5, *b*). On adopte généralement un treillis en N, car, dans un treillis en V, les diagonales « ascendantes » font un angle trop aigu avec la membrure supérieure et nécessitent l'emploi de goussets d'attache très larges.

Quelquefois, lorsque la toiture est à pente raide ($i = 1 : 1$), on utilise des fermes triangulées plus compliquées à entrait relevé (fig. VII.5, *c*).

L'espacement entre les fermes est choisi en considérant le schéma de l'ouvrage dans son ensemble, compte tenu de la nécessité de standardiser tous les éléments constructifs. Dans la pratique des projets, on utilise souvent un espacement standard de 6 et de 12 m,

vu que la quantité de métal, consommé par $m^2$ reste pratiquement la même. Dans certains cas, notamment pour les moyens de manutention suspendus, on adopte un espacement de 4 m.

## § 35. ÉLÉMENTS DE LA COUVERTURE

### *1. Types de couverture*

La couverture, les fermes, les pannes et les contreventements constituent la toiture. La charpente supportant la couverture doit être conçue de telle façon que les charges provenant de la couverture soient concentrées dans les nœuds des fermes.

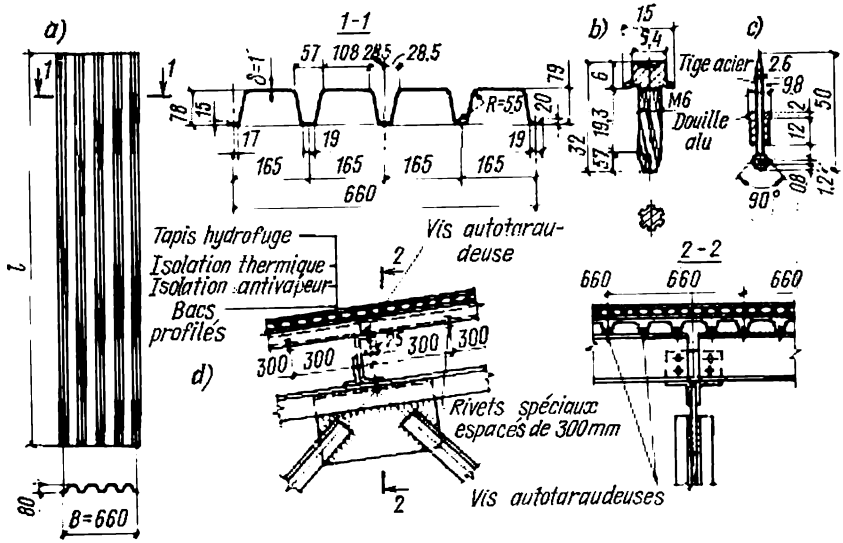



Fig. VII.6. Couverture en bacs profilés d'acier posés sur des pannes: *a*) bac; *b*) vis autotaraudeuse; *c*) rivet spécial; *d*) nœud d'appui de la couverture sur la ferme

Les bâtiments industriels chauffés et non chauffés peuvent avoir la couverture avec ou sans isolation thermique. La toiture peut être construite sans pannes ou avec pannes.

La couverture avec isolation thermique posée sur pannes est constituée d'un certain nombre de pannes d'acier qui, posées dans les nœuds des fermes, supportent soit un platelage d'acier galvanisé constitué de bacs profilés de 1 à 0,8 mm d'épaisseur (fig. VII.6), soit des dalles porteuses en béton d'argile expansée de petites dimensions, de 3 m de portée (fig. VII.7), soit des hourdis en amiante-ciment. Sur les dalles porteuses sont mises:

— une couche d'isolation antivapeur;
— une couche d'isolant thermique;
— une chape d'asphalte;

— une feuille de carton-feutre imprégné ;

— deux couches (ou trois, si la couverture est horizontale) de tapis isolant hydrofuge en carton bitumé.

Une dalle en béton d'argile expansée représente à la fois un élément portant et une isolation thermique.

Le platelage en bacs profilés d'acier galvanisé est utilisé pour couvrir des ateliers de grande surface, ainsi que pour des structures porteuses légères standards fabriquées en chaîne dans des usines spécialisées de constructions métalliques. Le principal avantage des

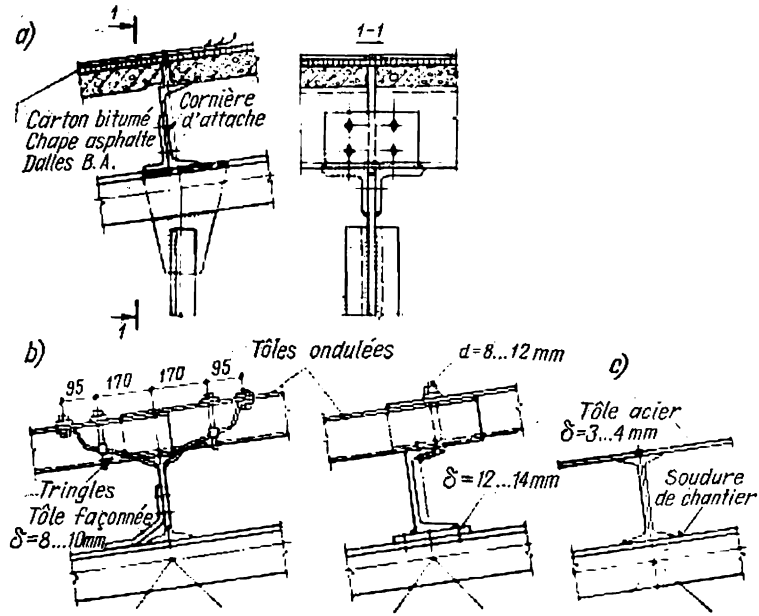



Fig. VII.7. Couverture posée sur les pannes :
*a*, *b*, *c* — nœuds de fixation des pannes, dalles et tôles

bacs est le faible poids propre de la couverture. Un platelage standard en bacs d'acier (fig. VII.6) a un poids propre de 0,15 kN/m². Posé sur des pannes espacées de 3 m, il peut supporter une charge de 5,7 kN/m². Il est fixé avec des vis autotaraudeuses (fig. VII.6, *b*) de 6 mm de diamètre ; les bacs sont assemblés de 300 mm en 300 mm avec des rivets spéciaux de 5 mm de diamètre posés d'un seul côté.

L'industrie produit des bacs profilés en acier galvanisé de 80, 60 et 40 mm de haut pour les couvertures avec isolation thermique et des bacs de 50 et de 100 mm de haut pour les murs des bâtiments industriels conformément au cahier des charges TУ 34-5831-71. Les recommandations relatives au choix (tableau VII.1) et au calcul du platelage sont résumées dans la Série type 1.460-4 « Constructions

*Tableau VII.1*

**Tableau de choix des bacs profilés de couverture à poser sur des pannes espacées de 3 m**

| Type de bâtiment | Zone géographique | Surcharge de neige de calcul, kN/m² (kgf/m²) | Type des bacs | |
|---|---|---|---|---|
| | | | sur le lanterneau | sur les autres parties de la couverture |
| Avec des lanterneaux de 3,4 m de haut | I, II | 0,7 à 1 (70 à 100) | H40-711-0,8 | H60-782-0,8 |
| | III | 1,4 (140) | H60-782-0,8 | H60-782-08 |
| | IV | 2,1 (210) | H60-782-1,2 | H60-782-1 |
| Sans lanterneaux | I, II | 0,7 à 1 (70 à 100) | — | H40-711-0,8 |
| | III, IV | 1,4 (140) ; 2,1 (210) ; 2,8 (280) | — | H60-782-0,8 |

*Nota.* Les deux premiers nombres dans la désignation du type indiquent la hauteur et la largeur du bac ; le dernier nombre désigne l'épaisseur. On peut commander des bacs de 2 à 12 m de long. Les bacs sont fabriqués en tôle d'acier enroulé GOST 14918-69, groupe B. Ils sont livrés avec des vis autotaraudeuses et des rivets (sur commande spéciale) conformément aux cahiers des charges TУ34-5815-70 et 5814-70.

d'acier des couvertures des bâtiments industriels avec platelage en bacs profilés d'acier galvanisé ».

La résistance de calcul du platelage est $R = 21$ kN/cm². La flèche relative limite est 1/150.

Pour les couvertures avec isolation thermique, on emploie des panneaux sandwich avec une couche d'isolant léger (fig. VII.8). Les deux couches d'un tel panneau sont constituées par des tôles d'aluminium ; quelquefois, la couche supérieure est constituée par une tôle d'aluminium, et la couche inférieure, par une feuille d'amiante-ciment. L'aluminium ne doit jamais venir en contact avec l'acier, aussi les panneaux sont-ils fixés sur les fermes d'acier au moyen de boulons d'acier galvanisés ou cadmiés munis de garnitures.

La couverture avec isolation thermique posée sans pannes est constituée de grandes dalles standards en béton armé de 3×6 m, hautes de 300 mm, ou de 3 × 12 m, hautes de 450 mm, qui prennent directement appui sur les membrures supérieures des fermes dans leurs nœuds (fig. VII.9). Elles sont attachées aux membrures par soudure sur des cornières scellées dans le béton. Les dalles sont recouvertes d'une couche d'isolant thermique, d'une chape coulée et d'un tapis de carton goudronné. Le principal défaut des dalles de béton armé est leur poids élevé : de 1,6 à 1,9 kN/m² (160 à 190 kgf/m²), qui augmente la quantité générale de métal dans les constructions portantes du bâtiment.

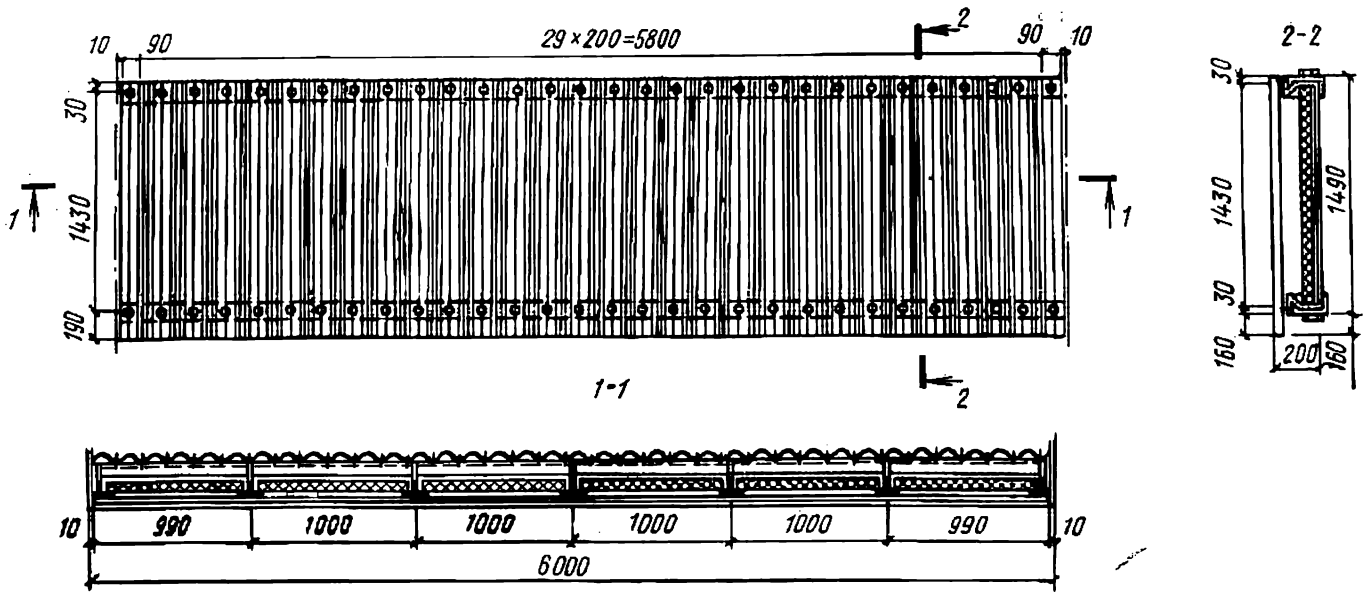



Fig. VII.8. Couverture en aluminium avec isolation thermique

En posant une dalle sur les cornières de la ferme, la flexion de celles-ci n'est pas à craindre, car, à mesure que la dalle et la cornière se déforment, le point d'action de la pression exercée par la dalle se déplace vers le talon de la cornière (fig. VII.9, *b*). On doit veiller pourtant à éviter l'arrachement du matériau de la cornière sous l'action de l'effort de cisaillement dû au poids de la dalle: à cet effet, si la cornière est mince ($\delta < 10$ mm pour une dalle de 6 m de long; $\delta < 14$ mm pour une dalle de 12 m de long), il convient d'interposer un joint de 10 à 12 mm d'épaisseur (fig. VII.9, *c*).

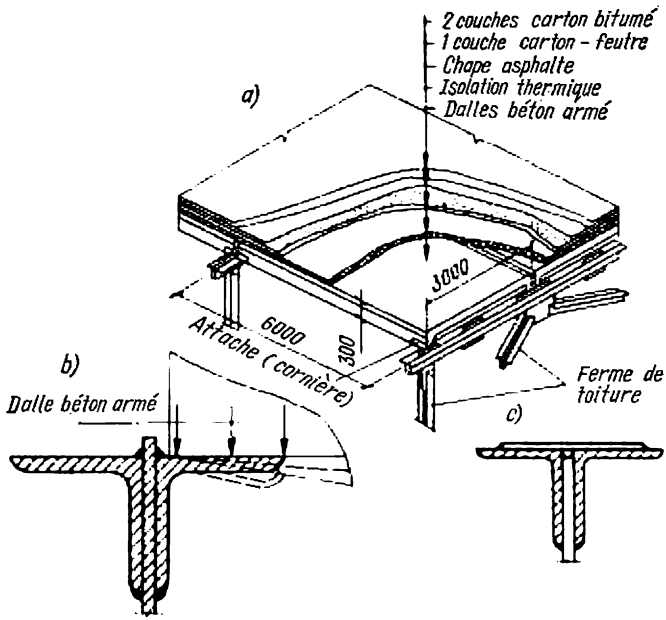



Fig. VII.9. Toiture sans pannes avec isolation thermique

C'est un exemple intéressant de l'utilisation des propriétés plastiques du matériau de la cornière : à mesure que la déformation plastique s'accentue, le point d'application de la réaction se déplace en atténuant le moment exercé sur la cornière et en améliorant, par là même, les conditions de travail de l'élément.

Afin d'alléger la couverture, on utilise actuellement des panneaux d'acier de 3 × 12 m confectionnés à partir de profilés à froid et de bacs en tôle profilés (fig. VII.10). Un tel panneau, conçu pour la zone géographique III à surcharge de neige de 1 kN/m² (100 kgf/m²), pèse 0,25 kN/m² (25 kgf/m²). Ils se prêtent particulièrement bien au transport de longue distance.

Les couvertures avec pannes sans isolation thermique conviennent pour couvrir des ateliers de traitement thermique et des bâtiments non chauffés. Les ateliers de traitement thermique sont recouverts

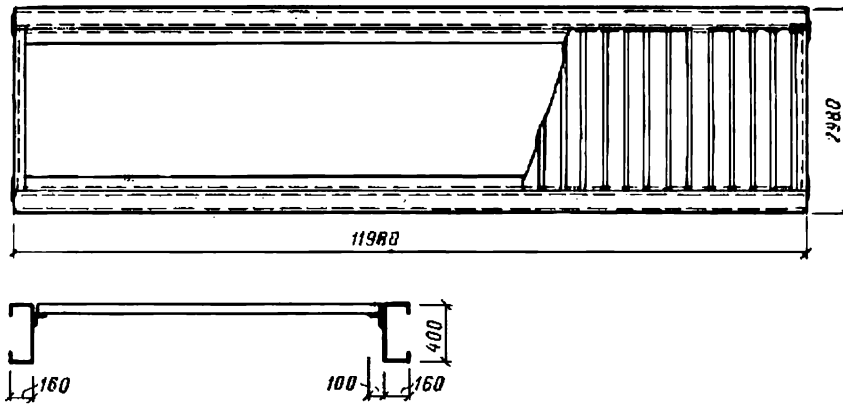



Fig. VII.10. Panneau d'acier de 3 × 12 en profilés à froid

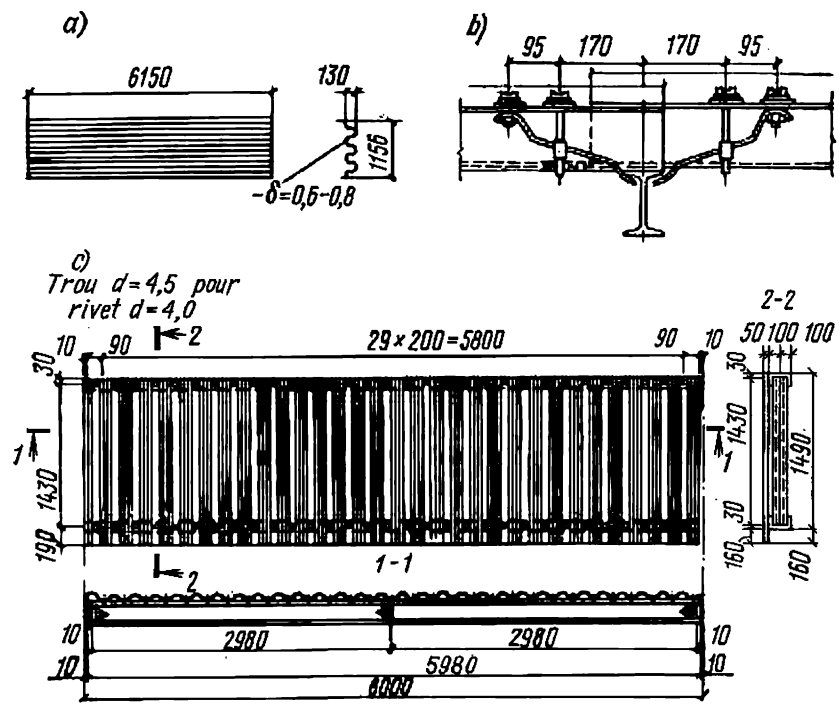



Fig. VII.11. Couverture en tôles ondulées d'aluminium sans isolation thermique :
a) tôle ; b) fixation des tôles sur la panne ; c) panneau de 1,5 × 6 m en tôles ondulées

de tôles d'acier de 3 à 4 mm, et les locaux servant de magasins ou d'entrepôts, de feuilles ondulées en amiante-ciment. La construction et le mode d'attache d'une telle couverture sont illustrés sur la figure VII.7.

Une couverture sans isolation thermique peut aussi avoir une construction analogue à une couverture avec isolation, par exemple être constituée de dalles en béton armé, tout en étant dépourvue d'isolant.

Pour permettre le ruissellement d'eau, on ménage une certaine pente, dont l'importance dépend avant tout du matériau de couverture :

Carton bitumé ou goudronné ... $i$ = 1/66 = 1,5%
Tôle d'acier plane ou ondulée .. $i$ = 1/5 à 1/7
Feuille ondulée d'amiante-ciment ... $i$ = 1/3 à 1/7

La pente est créée généralement en inclinant la membrure supérieure.

Une couverture sans isolation thermique peut être constituée de tôles d'aluminium ondulées de 0,6 à 0,8 mm d'épaisseur et de 6 m de long ; l'onde a une hauteur de 130 mm et une longueur de 350 mm (fig. VII.11).

### 2. *Pannes*

Les pannes peuvent être pleines (laminées ou profilées à froid ou à treillis. Une panne en poutrelle ou en U est plus lourde qu'une

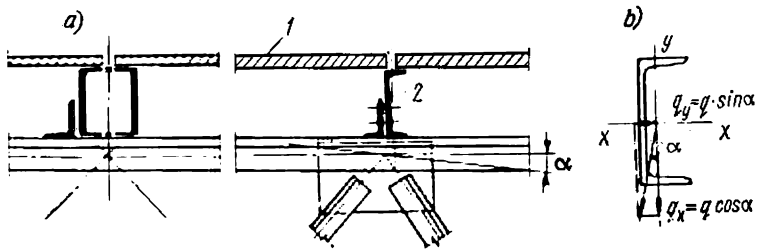



Fig. VII.12. Section des pannes pleines et leur flexion déviée :
*1* — dalles ou tôles de couverture ; *2* — panne

panne à treillis, mais elle est beaucoup plus facile à fabriquer et nettement moins coûteuse, ce qui explique l'utilisation fréquente de telles pannes. Lorsque les fermes sont espacées de 12 m, il y a intérêt à employer des pannes profilées à froid, formées de deux fers en U soudés constitués de tôles pliées de 4 à 6 mm d'épaisseur et de 300 à 400 mm de haut (fig. VII.12, *a*).

Les pannes laminées sont posées sur la membrure supérieure inclinée de la ferme ; placées sous un certain angle par rapport au plan d'effort, elles subissent une flexion déviée (fig. VII.12, *b*).

Les pannes sont calculées pour résister au poids de la couverture et à celui de la neige. La charge totale est décomposée suivant les deux axes principaux de la section de la panne: la composante $q_x$ est normale au versant, et la composante $q_y$ est parallèle au versant. Ces deux composantes provoquent une flexion de la panne dans deux plans (fig. VII.12, *b*).

Les moments fléchissants maximaux de calcul seront respectivement:

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{8} = \frac{q \cos \alpha l_x^2}{8}; \quad M_y = \frac{q_y l_y^2}{8} = \frac{q \sin \alpha l_y^2}{8}. \qquad \text{(VII.1)}$$

Il est évident que les contraintes dues à l'action simultanée de $M_x$ et de $M_y$ s'additionnent dans les deux points extrêmes de la sec-

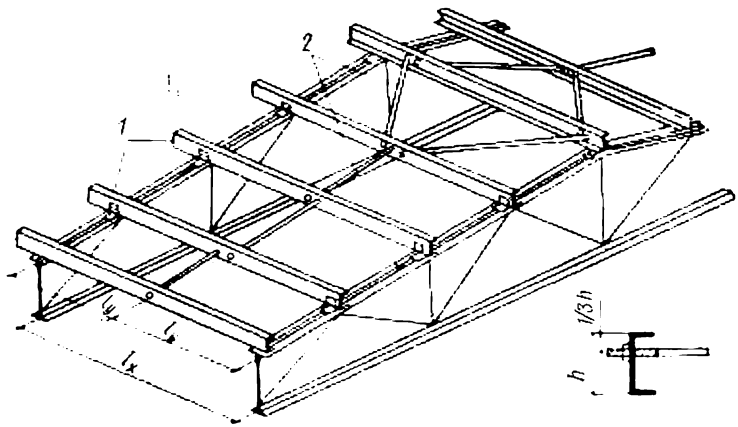



Fig. VII.13. Liernes tendues entre pannes:
*1* — pannes; *2* — liernes (16 à 18 mm)

tion de la panne. La contrainte totale ne doit pas dépasser la résistance de calcul

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = M_x/W_x + M_y/W_y \leqslant R. \qquad \text{(VII.2)}$$

Il faut que la contrainte $\sigma_y$ soit nettement inférieure à $\sigma_x$, vu que les profilés des poutres ne présentent qu'un assez faible moment d'inertie par rapport à l'axe *y-y*.

Pour atténuer la contrainte $\sigma_y$ provenant de la composante $q_y$ de la charge, on peut tendre entre les pannes des liernes qui, placées au milieu de la portée dans le plan de la couverture, réduisent la valeur de $l_y$ à moitié (fig. VII.13). En outre, les liernes facilitent l'alignement des pannes au cours du montage en améliorant les conditions de pose des dalles.

Le calcul des poutres laminées à travées indépendantes, fixées pour empêcher leur flambage et soumises à une charge statique est fait en tenant compte des déformations plastiques. La formule de contrôle de la contrainte dans une panne laminée se présente comme

suit :

$$\sigma = \frac{M_x}{1{,}12W_x} + \frac{M_y}{1{,}2W_y} \leqslant R. \qquad \text{(VII.3)}$$

On doit également contrôler la flexion de la panne dans le plan de la plus grande raideur.

Les pannes laminées sont fixées sur les fermes par des boulons bruts au moyen de cornières soudées sur la membrure de la ferme;

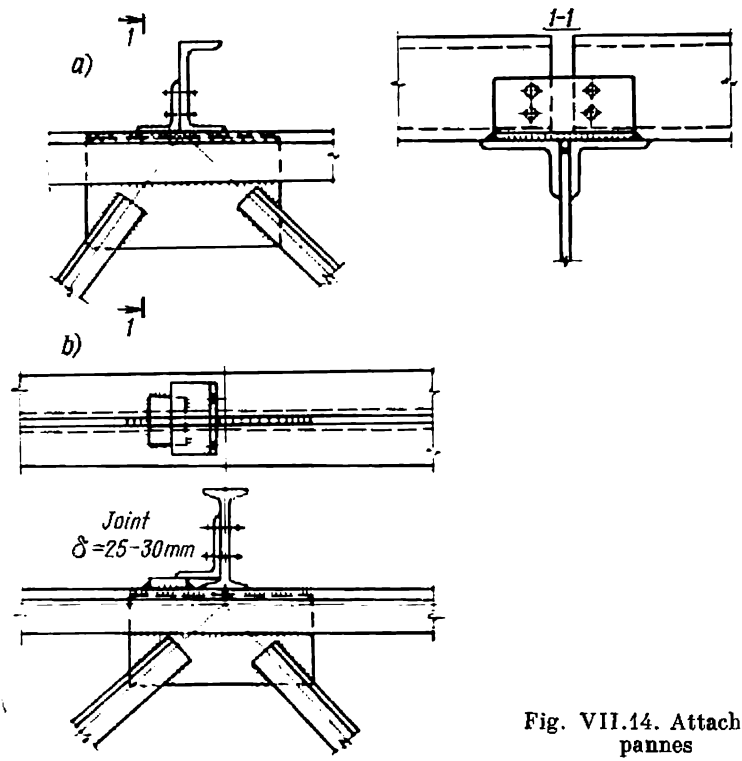



Fig. VII.14. Attaches des pannes

la fixation d'une panne à section en U est représentée sur la figure VII.14, *a*, et celle d'une panne à section en H, sur la figure VII.14, *b*. Pour assurer l'adhérence parfaite des bords des pannes soudées en profilés à froid sur les fermes, il convient d'usiner les cordons de soudure.

Dans le cas où la panne supporte des dalles de petites dimensions simplement appuyées (sans aucune fixation particulière), l'expérience montre que le contrôle au flambage n'est pas obligatoire, car la stabilité est assurée par le frottement entre les dalles et la panne.

Les pannes ajourées (à treillis) sont utilisées dans les cas où la portée dépasse 6 m, parce que leur poids est sensiblement inférieur à celui des pannes pleines.

On n'a pu inventer, jusqu'à présent, aucune construction suffisamment simple et légère de la panne, bien qu'une telle solution soit absolument indispensable pour les couvertures plates.

Les pannes les plus légères sont des pannes à treillis en fers ronds. Malheureusement, elles sont insuffisamment fiables, vu la nécessité d'un contrôle rigoureux des petites soudures sur l'acier rond, assez

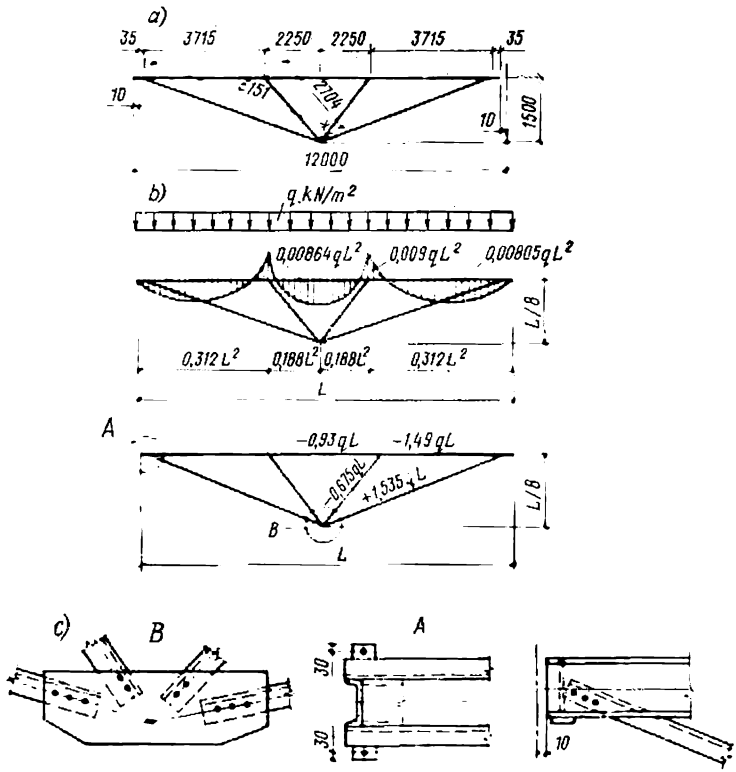



Fig. VII.15. Panne standard

délicat à réaliser. Un tel contrôle devrait normalement être effectué après le transport et avant le montage (sans être toutefois du ressort des monteurs), car les soudures sont facilement abîmées au cours du transport à cause des chocs subis ou d'autres facteurs.

Il y a des constructions plus fiables, par exemple la panne à sous-tendeurs de 12 m de long (fig. VII.15, *a*) ; elle est constituée de profilés laminés en U, assemblés en usine au moyen de rivets électriques ou de soudures. La figure VII.15, *b* illustre les efforts développés dans cette panne ; la figure VII.15, *c* montre la construction des éléments ; le tableau VII.2 indique la capacité portante de la panne et les sections de ses éléments.

*Tableau VII.3*

**Capacité portante d'une panne standard**

| Charge exercée sur la panne, kN/m (kgf/m) | n° de section du profilé en U | Masse de la panne, kg | Charge exercée sur la panne, kN/m (kgf/m) | n° de section du profilé en U | Masse de la panne, kg |
|---|---|---|---|---|---|
| 7,2 (720) | 10 | 330 | 14 (1400) | 14 | 521 |
| 9,5 (950) | 12 | 429 | 18 (1800) | 16 | 630 |

La panne à sous-tendeurs représentée sur la figure VII.16 peut avoir la membrure supérieure en profilé laminé ou en tôle mince profilée à froid. Le centrage des diagonales sur le bord supérieur du profilé en U permet de supprimer les goussets de la membrure.

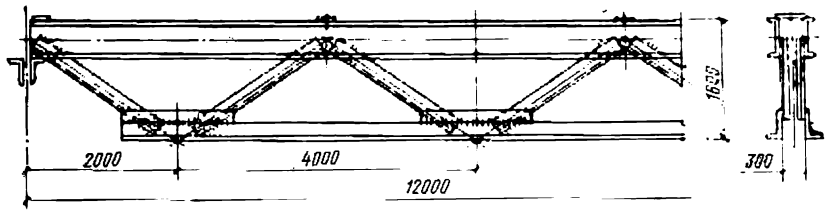



Fig. VII.16. Panne à sous-tendeurs

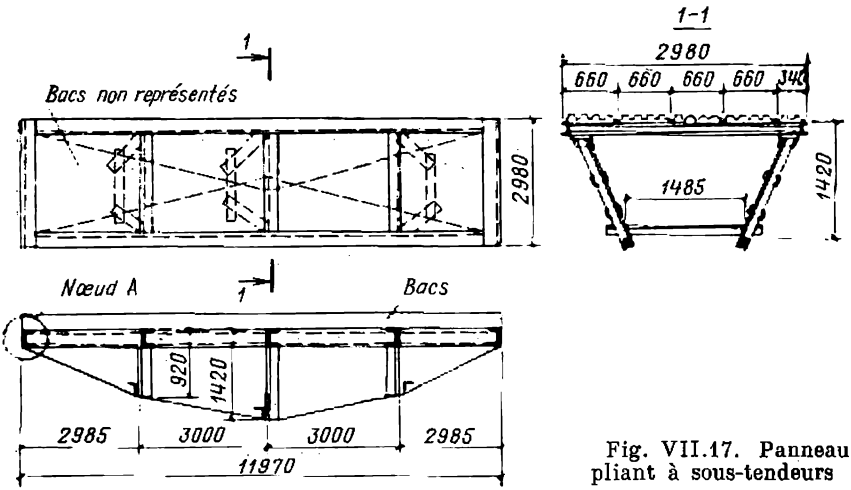



Fig. VII.17. Panneau pliant à sous-tendeurs

Les pannes peuvent être montées verticalement ou avec une inclinaison, c'est-à-dire perpendiculairement à la membrure de la ferme (pour une pente de la couverture $\leqslant 1:7$). Dans tous les cas, elles

doivent être contreventées latéralement (membrures supérieure et inférieure) au moyen de liernes en fil d'acier de 6 mm de diamètre.

L'Institut VNIIMontajspetstroï a proposé une construction originale de la panne : celle-ci est constituée par un panneau précontraint pliant (fig. VII.17) de 12 × 3 m. Un sous-tendeur en acier rond d'armature, fixé sur une ossature constituée de profilés en U et supportant des bacs profilés d'acier, est armé au moyen de cadres (montants) articulés sur l'ossature. Pendant le transport, les cadres (montants) et le sous-tendeur sont rabattus vers le plan des bacs. Avant le montage, on déplie le sous-tendeur et on le fixe en plaçant un goujon dans ses nœuds d'appui ; ceci fait, on déplie les cadres (montants) extrêmes et, en frappant sur le montant central, on crée la précontrainte. La consommation d'acier constitue 30 kg/m².

### *3. Lanterneaux*

Les fermes de toiture sont quelquefois équipées de lanterneaux, c'est-à-dire d'appareils destinés à assurer l'éclairage naturel du bâtiment (par le haut) et son aération.

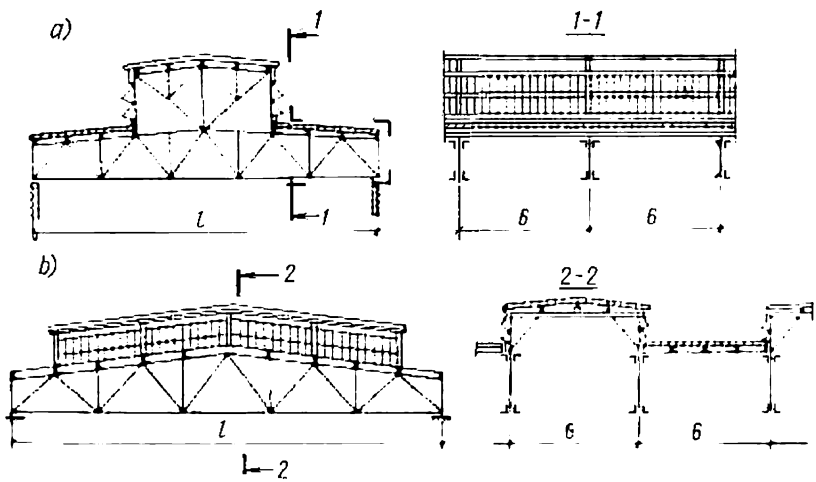



Fig. VII.18. Lanterneaux longitudinaux et transversaux

Les lanterneaux peuvent être disposés en long (fig. VII.18, *a*) et en travers du bâtiment (fig. VII.18, *b*). Des persiennes métalliques ou des fers à vitrage sont accrochés aux éléments du lanterneau.

La charge totale de la couverture est transmise sur les fermes soit par l'intermédiaire des pannes et lanterneaux, soit directement par les dalles en béton armé de grandes dimensions. On admet que les charges sont appliquées rigoureusement dans les plans des fermes, mais en réalité les charges sont légèrement excentrées, ce qui est dû

à des servitudes constructives. Compte tenu de ces facteurs, ainsi que pour éviter le flambement de la membrure supérieure (comprimée) des fermes, on prévoit des contreventements disposés en dehors du plan de la ferme:

— horizontaux: dans le plan de la membrure supérieure;

— verticaux: entre les fermes, sur les faces en bout du bâtiment (ou des compartiments séparés par des joints de dilatation) (fig. VII.19).

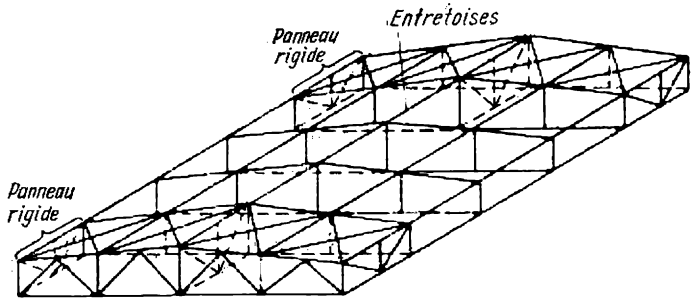



Fig. VII.19. Contreventements des fermes de toiture

Les fermes de remplissage sont attachées aux panneaux rigides de contreventement soit par les pannes, soit par des entretoises. Les systèmes de contreventement utilisés dans les bâtiments industriels sont étudiés au § 44.

## § 36. CALCUL DES FERMES

### *1. Détermination des charges*

Les fermes de toiture sont calculées pour résister aux charges concentrées appliquées dans les nœuds:

— une charge permanente, provenant du poids de la couverture et du poids propre de la charpente;

— des surcharges de neige, de vent, du poids des moyens de manutention suspendus, etc.

Ces charges sont, dans la plupart des cas, distribuées uniformément. On calcule d'abord la charge uniformément répartie sur 1 m², ensuite on cherche à déterminer l'aire d'influence pour chaque nœud, puis on détermine la force concentrée sollicitant chacun des nœuds de la ferme:

$$P = bd \sum q_{ni} n_i, \qquad \text{(VII.4)}$$

où $q_{n_i}$ est la charge nominale uniformément répartie sur 1 m² de projection horizontale; $n_i$ est le coefficient de sécurité affectant la charge en question; $d$, la longueur du panneau de la membrure chargée; $b$, l'espacement des fermes.

Si la couverture est à pente raide, on prend le poids propre de la couverture égal à $g_c/\cos\alpha$.

La charge due au poids propre des fermes, contreventements, pannes, lanterneaux, rapportée à 1 m² de la surface du bâtiment, peut être recherchée à l'aide du tableau IX.3.

Le poids du vitrage est de 0,35 kN par m² vitré.

La surcharge de neige est prise en compte en conformité avec les Règles SNiP II-6-74, en admettant que la neige est répartie sur toute la surface de la toiture. Or, dans certains cas, on considère que la neige peut n'occuper qu'une moitié de la toiture (mi-portée de la ferme), ce qui, pour les diagonales centrales, peut se traduire par des efforts accrus susceptibles d'inverser le signe de la charge. Mais, puisque la section des diagonales centrales est dimensionnée le plus souvent en se basant sur des considérations constructives (élancement maximal admissible) en raison de la petitesse des efforts imposés, on peut généralement négliger cette éventualité.

La surcharge de vent n'est prise en considération que si la pente de la membrure supérieure dépasse 30°.

### *2. Détermination des efforts dans les éléments des fermes*

En calculant une ferme, on admet que toutes les barres sont articulées dans les nœuds. Généralement, cette hypothèse demeure applicable tant que le rapport entre la hauteur de section $h$ de la barre et sa longueur $l$ reste petit ($h/l \leqslant 1/10$).

Le procédé le plus facile de détermination des efforts dans les éléments d'une ferme est le graphique de Crémona (analogue au cas d'une construction isostatique). La recherche analytique des efforts est également possible.

En l'absence de pannes, la membrure supérieure, en plus des efforts de compression, peut aussi subir une flexion locale due à la pression de la grosse dalle au milieu du panneau (largeur 1,5 m).

Assimilant la membrure supérieure à une poutre continue posée sur des appuis élastiquement déformables, on arrive à déterminer dans quelle mesure les moments sur appuis sont susceptibles de diminuer ceux au milieu du panneau. Les calculs montrent cependant que l'influence des moments sur appuis est négligeable. Pour cette raison, en calculant le panneau de rive de longueur $d$, on détermine généralement le moment provenant de la charge locale $P_1$ de la même façon que pour une poutre à travées indépendantes: $M_1 = (P_1 d)/4$.

Dans les autres panneaux, la diminution des moments due aux moments sur appuis est prise en compte en introduisant un coefficient 0,9:

$$M_2 = 0{,}9\,\frac{P_1 d}{4}.$$

## § 37. CHOIX DE LA SECTION À DONNER AUX ÉLÉMENTS D'UNE FERME

### *1. Calcul de l'aire de section d'un élément*

Les barres d'une ferme sont chargées, dans la plupart des cas, par des efforts axiaux : la traction ou la compression.

La section la plus facile à fabriquer, donc la plus utilisée, est constituée par deux cornières associées en T (fig. VII.20, *a*, *b*, *c*). Puisque la section est formée de deux éléments de même section, on a une construction symétrique par rapport au plan vertical.

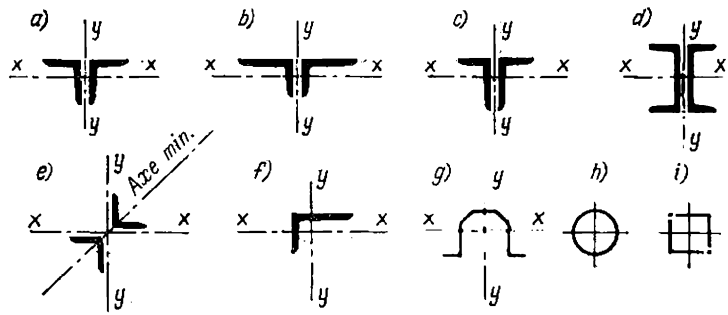



Fig. VII.20. Différentes formes des sections des éléments des fermes de toiture

Les nœuds de la ferme sont constitués par des goussets sur lesquels viennent se fixer, des deux côtés, les barres des membrures et du treillis.

La section peut aussi être formée de deux cornières à ailes égales (fig. VII.20, *a*) ou inégales associées en orientant les ailes longues (fig. VII.20, *b*) ou courtes (fig. VII. 20, *c*) dans les directions opposées et en laissant un espace libre pour la tôle du gousset. D'autres sections sont également possibles (voir fig. VII.20, *d*, *e*).

Les éléments d'une ferme peuvent aussi être constitués simplement par une cornière isolée (fig. VII.20, *f*). Le poids du métal dépensé reste le même que pour une ferme ordinaire, mais la fabrication devient plus facile, car le nombre de pièces diminue et le soudage s'opère sans retourner la construction. En revanche, l'étude des nœuds devient plus compliquée, notamment à cause de l'excentricité des efforts. Un avantage des fermes en cornières non jumelées est qu'elles présentent peu de fentes et se prêtent bien à la peinture, d'où la possibilité de les utiliser dans un milieu agressif.

La section tubulaire est la plus indiquée pour les éléments comprimés (fig. VII.20, *h*), car elle présente un rayon de giration égal dans toutes les directions : $i = r/\sqrt{2} = 0{,}71\ r = 0{,}355\ d$. L'application des sections tubulaires est limitée par le fait que les tubes sont très demandés dans toutes les branches de l'industrie, ainsi

que par certaines difficultés d'assemblage. On ne doit pas oublier cependant que l'économie de l'acier réalisée en adoptant pour les fermes de toiture les sections tubulaires rondes en acier de résistance accrue et de haute résistance peut s'élever à 20-25 %.

Les profilés à froid à parois minces conviennent également pour les éléments comprimés (fig. VII.20, *g*).

L'aire de section à donner à l'élément travaillant en traction est calculée conformément à la formule (I.6):

$$F_{nt}^{n} \geqslant N/R. \qquad \text{(VII.5)}$$

La section d'un élément tendu doit être rigide, afin de garantir l'indéformabilité de la ferme au cours de la manutention et du transport et l'absence de déformation de l'élément lui-même sous son propre poids. Les normes limitent donc l'élancement des éléments tendus à 400 au plus (voir tableau VII.3).

L'aire de section à donner à l'élément comprimé est calculée en conformité avec la formule (II.14):

$$F_{br}^{n} \geqslant N/(\varphi R). \qquad \text{(VII.6)}$$

Pour les éléments constituant le treillis, on introduit un coefficient des conditions du travail $m = 0{,}8$ minorant la résistance de calcul (voir Annexe 2), afin de compenser les déformations qui s'opèrent fréquemment au cours de la fabrication à cause de la rigidité insuffisante de la section, dont le profil est adapté à la faible valeur des efforts de compression.

L'excentricité d'application de l'effort est un danger particulièrement grave dans les éléments comprimés.

La caractéristique fondamentale présidant au choix de la section à donner à un élément comprimé est le coefficient $\varphi$.

Etant donné un effort $N$ et une résistance de calcul $R$, l'aire de section minimale est obtenue avec un coefficient $\varphi$ aussi élevé que possible, que l'on détermine à l'aide du tableau de l'Annexe 5 en fonction de l'élancement $\lambda$ de l'élément. On aborde donc le problème de dimensionnement de la barre comprimée par la méthode des approximations successives, en se donnant successivement des différentes valeurs de $\varphi$. En première approximation, on peut prendre $\varphi = 0{,}7$ à $0{,}8$ pour les membrures, et $\varphi = 0{,}5$ à $0{,}6$ pour les barres du treillis.

### *2. Longueur de flambement d'une barre comprimée*

A l'état critique, la barre comprimée risque de céder au flambement dans une direction quelconque. Bornons-nous à considérer deux cas fondamentaux: flambement dans la plan de la ferme et flambement dans un plan perpendiculaire à ce dernier.

Au cas où le flambement se produit dans le plan de la ferme, la membrure supérieure risque de se déformer entre deux nœuds voi-

sins (fig. VII.21, *a*), ce qui correspond au cas général du flambement avec un facteur de réduction $\mu = 1$ (cf. la formule (II.16)). Aussi la longueur de flambement de la membrure supérieure dans le plan de la ferme est-elle prise égale à sa longueur géométrique (c'est-à-dire à l'écartement entre les centres des nœuds), $l_0 = l$.

Pour les diagonales (sauf celle placée à l'aplomb de l'appui, considérée comme un prolongement de la membrure) et les montants qui cèdent au flambement dans le plan de la ferme, on prend la longueur de flambement $l_0 = 0{,}8l$ afin de tenir compte d'un certain encastrement de leurs extrémités provoqué par les éléments tendus fixés sur

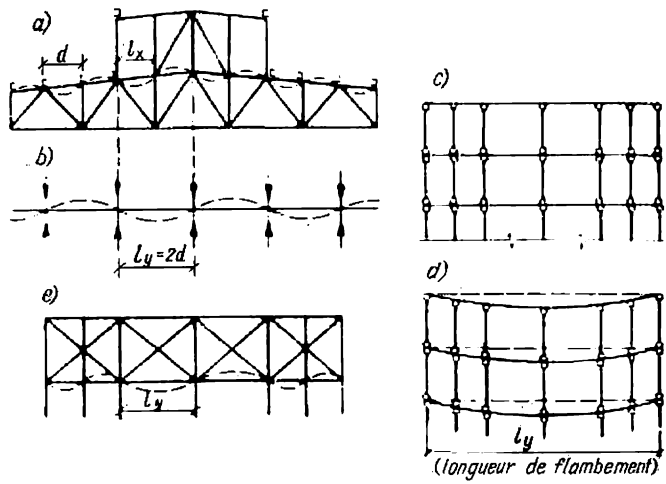



Fig. VII.21. Pour la détermination de la longueur de flambement des éléments de la membrure supérieure des fermes

le gousset. En effet, quand le flambement se produit, la diagonale comprimée (ou le montant) fixée sur le gousset tend à faire dévier celui-ci, tandis que les éléments tendus fixés sur le même gousset s'opposent à cette déviation ; cette opposition est assimilable à un effet d'encastrement, qui détermine le facteur de réduction $\mu = 0{,}8$.

Pour la diagonale placée à l'aplomb de l'appui, on prend $\mu = 1$, car l'encastrement est négligeable.

Au cas où le flambement se produit perpendiculairement au plan de la ferme, la longueur de flambement d'un élément comprimé est égale à la distance séparant les points d'attache. C'est ainsi que, dans une ferme avec lanterneau et pannes représentée sur la figure VII.21, *a*, le tronçon de la membrure supérieure comprimée disposé sous le lanterneau a une longueur de flambement dans le plan de la ferme égale à la longueur du panneau $l_x = d$, et perpendiculairement au plan de la ferme (en projection sur un plan horizontal), égale à $l_y = 2d$ (fig. VII.21, *b*). Pour les autres tronçons de la membrure

supérieure comprimée, les longueurs de flambement seront les mêmes dans le plan de la ferme et perpendiculairement à celui-ci, $l_x = l_y = d$.

Il est à noter que les pannes ne peuvent être assimilées aux points d'appui de la membrure supérieure que dans le cas où elles sont contreventées afin d'empêcher leur déplacement spontané dans le plan horizontal. Par exemple, la figure VII.21, *c* montre la vue en plan d'un système de fermes articulées sur des pannes qui permettent un libre déplacement horizontal des fermes ; la membrure supérieure peut céder au flambement dans le cas où sa longueur de flambement est égale à la portée tout entière de la ferme (fig. VII.21, *d*). Seul un système de contreventements posés dans le plan de la membrure supérieure (fig. VII.21, *e*) peut garantir (dans la mesure où l'élasticité de la fermette de contreventement horizontale le permet) l'immobilité des pannes assurant la position invariable des points d'attache de la membrure supérieure comprimée dans le sens latéral et définissant, par là même, sa longueur de flambement dans un plan perpendiculaire au plan de la ferme.

On contrevente généralement chaque deuxième nœud. Un contreventement disposé au milieu de la panne est difficile à réaliser sur le chantier. En calculant l'élancement de la membrure comprimée d'une ferme, on prend donc la longueur de flambement dans un plan perpendiculaire au plan de la ferme, égale au double de la longueur du panneau ($l_y = 2d$), même si chaque nœud repose sur une panne (à l'exception des cas où la panne est solidaire d'une barre de contreventement ou un platelage rigide est posé sur les pannes).

En ce qui concerne la longueur de flambement des diagonales et montants comprimés dans un plan perpendiculaire à celui de la ferme, elle est prise égale à leur longueur géométrique.

En l'absence de pannes, les dalles de grandes dimensions sont soudées directement sur les membrures supérieures des fermes. Elles assurent la résistance au flambement de la membrure perpendiculairement à son plan. Des contreventements peuvent cependant s'avérer nécessaires pendant la durée du montage (voir Chap. IX).

Si la toiture présente un lanterneau, les milieux des membrures supérieures des fermes seront entretoisées par rapport aux barres de contreventement.

### *3. Choix du type de la section*

En choisissant le type des cornières pour la membrure supérieure comprimée d'une ferme de toiture, on cherche à minimiser la quantité de métal dépensé, à assurer une stabilité égale de la membrure dans toutes les directions et à garantir une bonne stabilité au flambement perpendiculairement au plan de la ferme pour faciliter la manutention et le montage.

Puisque, dans bien des cas, les longueurs de flambement de la membrure s'avèrent très différentes suivant que le flambement a

lieu dans le plan de la ferme ou perpendiculairement à celui-ci ($l_y = 2l_x$), les rayons de giration doivent aussi être différents ($r_y \approx \approx 2r_x$) si l'on veut que les élancements soient les mêmes. A cet effet, on choisit des cornières à ailes inégales et on les dispose de telle façon que les ailes longues soient perpendiculaires au plan de la ferme (fig. VII.20, *b*).

Si chaque nœud de la membrure supérieure est contreventé avec des barres ou par les dalles de la couverture (c'est-à-dire qu'on a $l_y = l_x$), l'égale stabilité de la membrure sera garantie en disposant les cornières à ailes inégales de telle façon que les ailes courtes soient perpendiculaires au plan de la ferme (fig. VII.20, *c*), car on a dans ce cas $r_x \approx r_y$. Or, une telle section de la membrure supérieure rend la ferme peu commode pour la manutention et le montage, car les éléments cèdent facilement au flambement perpendiculairement au plan de la ferme et nécessitent de coûteuses opérations de dressage supplémentaires. Une telle section est donc à déconseiller pour la membrure supérieure. Au point de vue du rapport optimal des rayons de giration, les cornières à ailes inégales ne présentent qu'un avantage à peine marqué devant les cornières à ailes égales, tandis que la gamme de celles-ci est nettement plus variée que la gamme des cornières à ailes inégales.

On considère donc, comme profil rationnel à donner à la membrure supérieure, soit une section de deux cornières à ailes inégales dont les ailes longues sont perpendiculaires au plan de la ferme, soit une section formée de deux cornières à ailes égales.

Pour une diagonale comprimée placée à l'aplomb de l'appui, dont les longueurs de flambement sont les mêmes dans les deux directions ($l_x = l_y$), on peut adopter une section de deux cornières à ailes inégales disposées comme il est montré sur la figure VII.20, *c*, car une telle section présente des rayons de giration sensiblement égaux.

Une diagonale à l'aplomb de l'appui sera avantageusement constituée par des cornières à ailes inégales en disposant les ailes longuse perpendiculairement au plan de la ferme et en la dotant d'une contre-fiche afin de diminuer de deux fois sa longueur de flambement dans le plan de la ferme (fig. VII.3, *a*, *b*). Cette solution est à conseiller non seulement pour réaliser un gain de métal, mais aussi pour renforcer l'élément saillant de la membrure supérieure et le mettre à l'abri des détériorations pendant le transport de la ferme.

Les autres diagonales comprimées et les montants, dont les longueurs de flambement ne présentent qu'une différence insignifiante ($l_x = 0{,}8l$, $l_y = l$), sont généralement constitués de deux cornières à ailes égales (fig. VII.20, *a*), vu que le rapport des rayons de giration $r_x$ et $r_y$ correspond à peu près, dans une telle section, au rapport cité des longueurs de flambement.

Dans chacune des sections considérées, on fait travailler les deux profilés ensemble en disposant de petits plats dans les intervalles entre les goussets (cf. fig. VII.33).

En ce qui concerne les éléments tendus, le type et la disposition des cornières ont moins d'importance, car c'est la section nette qui compte dans ce cas. Ces éléments peuvent donc être confectionnés tant à partir de cornières à ailes égales qu'en disposant les ailes longues perpendiculairement au plan de la ferme (s'il est nécessaire, à cause des conditions de montage, d'élever la rigidité latérale).

Dans un atelier à service dur, l'élancement latéral de la membrure inférieure ne doit jamais dépasser 250 (voir tableau VII.3), ce qui nécessite bien souvent l'utilisation des cornières à ailes inégales, compte tenu de l'espacement des contreventements égal à 12 m ou à 18 m sur la membrure inférieure.

Les autres types de section sont rares et ne s'emploient que dans des conditions particulières. Par exemple, on est obligé de constituer la section de la membrure de deux profilés en U (fig. VII,20. *d*) si la membrure, en plus de la sollicitation axiale, est exposée à un fort moment local provenant d'une charge appliquée entre les nœuds des fermes (convoyeurs suspendus à la membrure inférieure ; membrure supérieure des fermes supportant les rails de roulement d'un pont roulant, etc.).

Les montants des fermes ont une section en T constituée de deux cornières à ailes égales. La section cruciforme formée de deux cornières opposées par le talon (fig. VII.20, *e*) est utilisée pour attacher aux montants quelques éléments de construction placés d'équerre. La section en croix a un rayon de giration minimal plus grand que celui d'une section en T, aussi la section en croix convient-elle, également, là où une rigidité particulière est recherchée.

Une cornière isolée est rarement employée comme élément principal d'une ferme ordinaire, car l'asymétrie de son attache crée des problèmes. Une telle section est réservée à des éléments auxiliaires dont la contrainte est très inférieure à la valeur limite. Conformément aux normes en vigueur, en calculant une cornière isolée comprimée attachée par une aile seulement, on introduit un coefficient des conditions du travail $m = 0{,}75$ (voir Annexe 2).

### *4. Détermination des aires de sections*

En déterminant les aires à donner aux sections des éléments d'une ferme, on cherche à minimiser le nombre des types différents de cornières. Six à huit types de cornières suffisent généralement pour dimensionner correctement les éléments de la ferme.

On commence par calculer l'aire à donner à l'élément comprimé le plus sollicité. Ensuite on choisit l'élément le moins sollicité (en le dimensionnant, le plus souvent, par le minimum d'élancement) et l'on fixe la gamme des profilés à consulter. En choisissant les cornières pour les éléments comprimés, on cherche à utiliser les cornières aussi minces que possible, vu que leurs rayons de giration sont relativement élevés.

La cornière la plus mince est 50 × 5 ; avec des cornières plus minces, il y a risque de détérioration de la ferme pendant son transport.

Un facteur important est l'élancement minimal des barres, défini par la nécessité d'éviter le mou, les vibrations sous charge dynamique, les détériorations possibles lors du transport, etc.

L'élancement limite fixé par les normes pour les éléments de charpente en acier est indiqué dans le tableau VII.3.

*Tableau VII.3*

**Elancement limite λ des éléments comprimés et tendus**

| Elément | Barres comprimées | Barres tendues | | |
|---|---|---|---|---|
| | | charge dynamique | charge statique | pont roulant à service très dur |
| Membrure, diagonale à l'aplomb d'un appui, montant transmettant les réactions aux appuis . . . . . | 120 | 250 | 400 | 250 |
| Autres éléments des fermes . . . . . | 150 | 350 | 400 | 300 |
| Barres de contreventement (sauf les liernes) | 200 | 400 | 400 | 300 |
| Membrures supérieures non fixées au moment du montage . . . . . | 220 | — | — | — |

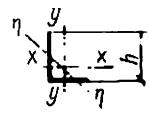
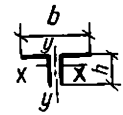
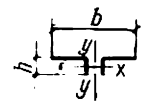
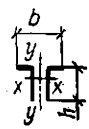
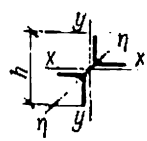
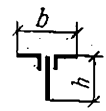
Pour un ouvrage exempt de toute charge dynamique, on ne vérifie l'élancement des éléments tendus que dans le plan vertical.

La section des barres faiblement comprimées est choisie en se basant sur l'élancement limite imposé $\lambda_{lim}$. On cherche d'abord le rayon de giration nécessaire $r_n = l_0/\lambda_{lim}$, puis on choisit les cornières possédant un tel rayon de giration. On trouve dans le tableau VII.4 quelques valeurs approchées des rayons de giration pour différentes sections d'éléments formés de cornières.

On peut, en déterminant les sections à donner aux membrures, donner la section la plus rationnelle pour chaque panneau (conformément à la variation de l'effort), mais un tel procédé aboutit à un nombre exagéré d'aboutements et à une trop grande variété des profilés, ce qui compliquera inutilement la fabrication. Aussi, pour les membrures des fermes jusqu'à 24 m de portée, choisit-on une section uniforme, adaptée à l'effort maximal. Si la portée est égale ou supérieure à 30 m, il y a intérêt à varier la section des membrures ; on conseille de modifier seulement la longueur des ailes sans changer l'épaisseur des cornières, afin de ne pas compliquer l'étude des joints (voir fig. VII.28).

*Tableau VII.4*

**Valeurs approchées des rayons de giration des sections des éléments formés de cornières**

| Rayons de giration | Sections | | |
|---|---|---|---|
| |  |  |  |
| $r_x$ et $r_\eta$<br>$r_y$ | $r_\eta = 0{,}195\ h$<br>$r_x = r_y = 0{,}3\ h$ | $r_x = 0{,}3\ h$<br>$r_y = 0{,}2\ b$ | $0{,}28\ b$<br>$0{,}24\ b$ |
| Rayons de giration | Sections | | |
| |  |  |  |
| $r_x$ et $r_\eta$<br>$r_y$ | $0{,}32\ h$<br>$0{,}2\ b$ | $r_\eta = 0{,}185\ h$<br>$0{,}21\ h$ | $0{,}3\ h$<br>$0{,}17\ b$ |

Une ferme articulée sur un poteau peut être allégée en supprimant la seconde cornière dans la membrure supérieure du premier panneau (panneau de rive), dans laquelle l'effort vertical est nul. On ne prolonge donc que la seule cornière calculée pour le panneau voisin, ou bien on fait changer la section en prenant une cornière moins grande. Avec ce procédé, on arrive à économiser jusqu'à 5 % d'acier sur chaque ferme.

En changeant la section de la membrure, on doit veiller à ce que l'écartement des centres de gravité des sections des éléments aboutés ne soit pas supérieur aux 5 % de la hauteur de la membrure (afin d'éviter l'apparition des moments parasites élevés), auquel cas le moment parasite qui en résulte peut être négligé. Si l'excentricité est plus grande, on est obligé d'en tenir compte pendant le calcul.

Après avoir choisi la section à donner à un élément tendu, on vérifie les contraintes de calcul qui s'y produisent : $\sigma = N/F_{nt} \leqslant mR$. Les barres comprimées sont à vérifier à l'aide de la formule $\sigma = N/(\varphi F_{br}) \leqslant mR$. Les barres comprimées et fléchies seront vérifiées au flambement non seulement dans le plan de la ferme, mais aussi dans le plan perpendiculaire (formule (VIII.40)), afin de tenir compte de la flexion locale.

L'épaisseur à donner aux goussets d'attache des nœuds est choisie en tenant compte de l'effort maximal dans la diagonale placée à l'aplomb de l'appui ; le plus souvent, on adopte une épaisseur uniforme pour toute la ferme. Si la portée de la ferme est importante, les goussets aux retombées peuvent être de 2 mm plus forts que les autres goussets.

Les épaisseurs recommandées des goussets des fermes sont indiquées dans le tableau VII.5.

*Tableau VII.5*

**Epaisseurs recommandées des goussets des fermes**

| Effort de calcul maximal dans la diagonale à l'aplomb d'un appui, kN | < 200 | 200 à 450 | 450 à 750 | 750 à 1150 | 1150 à 1600 |
|---|---|---|---|---|---|
| Epaisseur des goussets, mm | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 |
| Effort de calcul maximal dans la diagonale à l'aplomb d'un appui, kN | 1600 à 1800 | 1800 à 2200 | 2200 à 2600 | 2600 à 3000 | |
| Epaisseur des goussets, mm | 18 | 20 | 22 | 25 | |

Les résultats du calcul et du choix des sections à donner aux éléments sont généralement présentés sous forme de tableaux (voir exemple VII. 1, tableau VII.8).

EXEMPLE VII.1. Calculer et étudier les sections à donner aux éléments de la ferme de toiture d'un bâtiment industriel (fig. VII.22, *a*).

1. *Données.* Portée de la ferme 30 m. Espacement longitudinal des fermes 12 m. Lanterneau de 12 m de large et de 4 m de haut. Les pannes appuyées sur les fermes supportent un platelage en bacs profilés, une couche d'isolant thermique (mousse plastique), un tapis hydrofuge et une « protection » en gravillons. Zone géographique III (pour la surcharge de neige).

Matériau de la ferme : membrures en acier de classe C46/33, diagonales en acier de classe C38/23.

2. *Détermination des charges de calcul.* Le calcul des charges exercées sur la ferme est résumé dans le tableau VII.6. La charge nominale $q$, exprimée en kN/m², correspond à la valeur $q \cdot 100$ kgf/m².

La charge totale uniformément répartie au-dessus du lanterneau est 1,49 + + 1,12 = 2,61 kN/m², au-dessus du reste de la ferme, 1,49 + 1,58 = 3,07 kN/m².

3. *Détermination des charges dans les nœuds de la ferme.* La détermination des charges est résumée dans le tableau VII.7. Les forces $P_1$, $P_2$ et $P_4$ appliquées dans les nœuds sont déterminées en multipliant la charge totale uniformément répartie par l'aire de la zone d'influence correspondante ; la force $P_4$ comprend le poids de la plaque d'encadrement et celui du vitrage du lanterneau.

4. *Détermination des efforts dans les éléments de la ferme.* On trace un graphique de Crémona (fig. VII.22, *b*) et l'on porte les valeurs calculées sur le tableau VII.8. Les efforts dans les membrures sont déterminés analytiquement, en

*Tableau VII.6*

**Charges de calcul**

| Cas de charge | Nature de la charge | Charge nominale, kN/m² | Coefficient de sécurité | Charge de calcul, kN/m² |
|---|---|---|---|---|
| Charges permanentes uniformément réparties | « Protection » gravillons | 0,5 | 1,2 | 0,6 |
| | Tapis hydrofuge | 0,1 | 1,1 | 0,11 |
| | Isolant (mousse plastique) | 0,05 | 1,2 | 0,06 |
| | Isolation antivapeur | 0,04 | 1,1 | 0,044 |
| | Bacs d'acier | 0,15 | 1,1 | 0,17 |
| | Pannes | 0,1 | 1,1 | 0,11 |
| | Poids propre fermes, lanterneaux, contreventements [1] | 0,3 | 1,1 | 0,33 |
| | Total | | | 1,49 |
| Charge permanente concentrée | Charge concentrée sur les montants extrêmes du lanterneau: poids plaque d'encadrement | 10 kN | 1,1 | 11 kN |
| | poids vitrage du lanterneau, hauteur 3 m, longueur 12 m, poids 0,35 kN/m² | 12,6 kN | 1,1 | 14 kN |
| | Total charge permanente concentrée sur les montants extrêmes du lanterneau | | | 25 kN |
| Surcharge uniformément répartie [2] | Neige sur lanterneau ($c=0,8$) | $1 \cdot 0,8 = 0,8$ | 1,4 | 1,12 kN/m² |
| | Neige sur le reste de la ferme $\left(c = 1 + 0,1\frac{12}{9} = 1,13\right)$ | $1 \cdot 1,13 = 1,13$ | 1,4 | 1,58 kN/m² |

[1]) Le poids propre approximatif de la charpente d'acier peut être calculé à l'aide du tableau IX.3.

[2]) La surcharge de neige est tirée des Règles SNiP II-6-74 qui donnent une valeur de 1 kN/m² pour la zone géographique III. Le coefficient c tient compte de la répartition de la neige sur le lanterneau ; il est défini par les Règles SNiP II-6-74 en fonction du profil de la couverture.

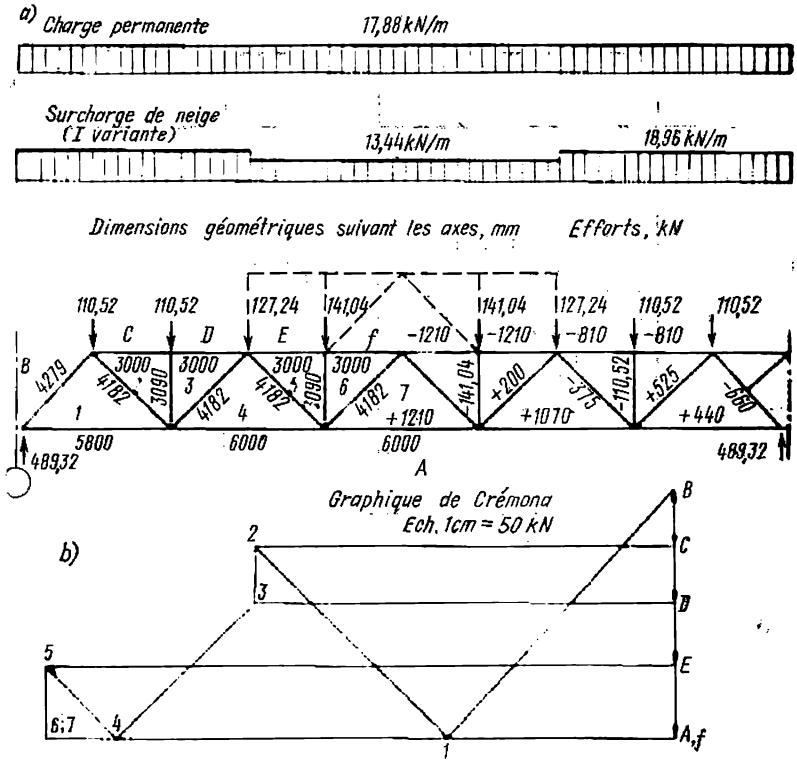



Fig. VII.22. Pour le calcul d'une ferme de toiture

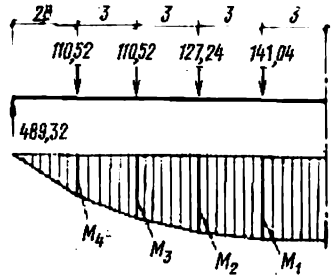



Fig. VII.23. Epure des moments

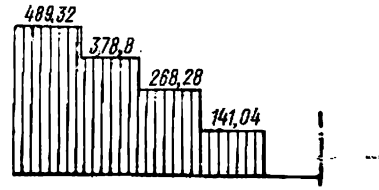



Fig. VII.24. Epure des efforts tranchants

*Tableau VII.7*

**Charges exercées dans les nœuds**

| Désignation | Calcul | Force, kN |
|---|---|---|
| $P_1$ | (1,49+1,58)12·1,5 | 55,25 |
| $P_2=P_3$ | (1,49+1,58)12·3 | 110,52 |
| $P_4$ | (1,49+1,58)12·1,5+ +(1,49+1,12)12·1,5+25 | 127,24 |
| $P_5$ | (1,49+1,12)12·4,5 | 141,04 |
| $R_A=R_B$ | 110,52·2+127,24+141,04 | 489,32 |

assimilant la ferme à membrures parallèles à une poutre et en traçant l'épure des moments (fig. VII.23) et des efforts tranchants (fig. VII.24). Les efforts dans les membrures sont $N_i = M/h$ et les efforts dans le treillis $N_{tr} = Q/\cos\alpha$, où $h$ est la hauteur de la ferme et $\alpha$ l'angle formé par la diagonale avec la verticale :

$$N_1=\frac{489\cdot 11{,}8-110\,(9+6)-127\cdot 3}{3{,}09}=1208{,}5\,;\quad N_{tr\,1}=\frac{489}{0{,}739}=664\,;$$

$$N_2=\frac{499\cdot 8{,}8-110\,(6+3)}{3{,}09}=1070\,;\quad N_{tr\,2}=\frac{378{,}8}{0{,}717}=526\,;$$

$$N_3=\frac{489\cdot 5{,}8-110\cdot 3}{3{,}09}=811\,;\quad N_{tr\,3}=\frac{268{,}3}{0{,}717}=374\,;$$

$$N_4=\frac{489\cdot 2{,}8}{3{,}09}=443{,}4\,;\quad N_{tr\,4}=\frac{141}{0{,}717}=196.$$

5. *Sections à donner aux éléments.* On commence par l'élément le plus sollicité de la membrure supérieure comprimée (panneau *f-6*) ; l'effort de calcul est $N = -1208,5$ kN, et les longueurs de flambement sont $l_x = 3$ m dans le plan de la ferme et $l_y = 6$ m perpendiculairement au plan de la ferme. Avec un tel rapport des longueurs de flambement, la solution la plus rationnelle est une section constituée de deux cornières à ailes inégales orientées perpendiculairement au plan de la ferme par leurs ailes longues, telles que, par exemple, 200 × × 125 × 11 (aire de section $F = 69{,}8$ cm²). Cette section est cependant trop faible. On choisit donc deux cornières à ailes égales 160 × 12 de section $F =$ $= 74{,}8$ cm², qui satisfont tant à la condition d'élancement qu'à celle de résistance mécanique. Vérifions les contraintes par la formule (II.14) :

$$\sigma=\frac{N}{\varphi F_{br}}=\frac{1208{,}5}{0{,}6\cdot 74{,}8}=\text{kN/cm}^2=27<29\ \text{kN/cm}^2.$$

On vérifie de même les contraintes pour les autres éléments de la ferme en introduisant pour les diagonales comprimées un facteur de réduction 0,8 (sauf pour les diagonales placées à l'aplomb des appuis). Les résultats de toutes les opérations relatives au choix des sections sont portés sur le tableau VII.8 sans calculs intermédiaires.

*Tableau VII.8*

**Tableau de choix des sections à donner aux barres de la ferme**

| Elément | Repère | Effort de calcul, kN | Section | | Longueurs de flambement, cm | | Rayons de giration, cm | | Elancements | | $\varphi_c$ | $m$ | Contrainte $\sigma$, kN/cm² |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | forme | aire, cm² | $l_x$ | $l_y$ | $r_x$ | $r_y$ | $\lambda_x$ | $\lambda_y$ | | | |
| Membrure supérieure $R=29$ | *D-3* | —811 | ⊤ 125 × 9 | 44 | 300 | 300 | 3,86 | 5,63 | 78 | 53,5 | 0,646 | — | 28,5 < 29 |
| | *f-6* | —1208,5 | ⊤ 160 × 12 | 74,8 | 300 | 600 | 4,94 | 7,09 | 60,5 | 84,5 | 0,6 | — | 27 < 29 |
| Membrure inférieure $R=29$ | *A-7* | 1208,5 | ⊥ 125 × 9 | 44 | — | — | — | — | — | — | — | — | 28,4 < 29 |
| | *A-4* | 1070 | ⊥ 125 × 9 | 44 | — | — | — | — | — | — | — | — | 25,2 < 29 |
| | *A-1* | 443,4 | ⊥ 75 × 6 | 16,56 | — | — | — | — | — | — | — | — | 26,8 < 29 |
| Diagonales $R=21$ | *B-1* | —664 | ⊤ 160 × 100 × 9 | 45,8 | 214 | 428 | 2,85 | 7,82 | 75,5 | 55 | 0,74 | — | 19,6 < 21 |
| | *1-2* | 526 | ⊤ 100 × 6,5 | 25,6 | 335 | 418 | 3,09 | 4,57 | 117 | 91,5 | — | — | 20,5 < 21 |
| | *3-4* | —374 | ⊤ 125 × 9 | 44 | 335 | 418 | 3,86 | 5,63 | 87 | 74,5 | 0,708 | 0,8 | 12 < 16,8 |
| | *4-5* | 196 | ⊤ 75 × 6 | 16,56 | 335 | 418 | 2,3 | 3,6 | 145 | 116 | — | — | 11,8 < 21 |
| Montants $R=21$ | *2-3* | —110,52 | ⊤ 75 × 6 | 16,56 | 247 | 309 | 2,3 | 3,6 | 107 | 86 | 0,544 | 0,8 | 12,2 < 16,8 |
| | *5-6* | —127,24 | ⊤ 75 × 6 | 16,56 | 247 | 309 | 2,3 | 3,6 | 107 | 86 | 0,544 | 0,8 | 14,3 < 16,8 |

*Nota.* 1. Epaisseur des goussets 14 mm. 2. La partie de la ferme limitée par le lanterneau est entretoisée en son milieu pour empêcher son flambement perpendiculaire au plan de la ferme. 3. Elancement de la membrure inférieure tendue, considéré dans le plan perpendiculaire à celui de la ferme $\lambda = l_{inf}/r = 1800/5,63 = 320 < \lambda_{lim} = 400$ (voir tableau VII.3). 4. Elancement de la membrure supérieure perpendiculairement au plan de la ferme (pendant la durée du montage) $\lambda = 900/5,63 = 160 < 220$.

## § 38. ÉTUDE DES FERMES

### *1. Centrage des barres, forme et mode d'attache des goussets*

On commence l'étude d'une ferme par tracer les lignes d'axes qui constituent le schéma géométrique de la construction. Ce faisant, on veille absolument à ce que les lignes d'axes concourant vers un nœud viennent se couper exactement en son centre (fig. VII.25, *a*), pour que les forces qui concourent puissent se faire équilibre entre

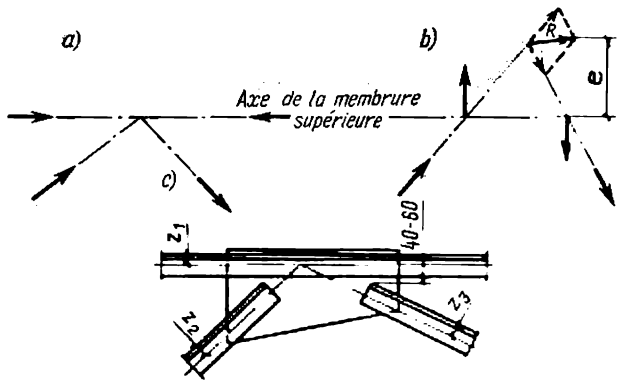



Fig. VII.25. Centrage des barres dans les nœuds d'une ferme

elles. Le cas de centrage illustré sur la figure VII.25, *b* est inadmissible : les forces aboutissant au nœud ne sont pas en équilibre et font naître un moment parasite $M = Re$ qui provoque une flexion de la membrure. Ce moment parasite ne peut être négligé, car il compromet la stabilité de l'ensemble ; les contraintes qu'il produit sont classées comme principales (voir § 5).

Ensuite, on trace les lignes de contours des barres, de telle façon que les lignes d'axes coïncident, autant que possible, avec les centres de gravité des sections ou soient aussi rapprochées que possible des centres de gravité. Si la ferme est soudée, la distance entre le centre de gravité et le talon (fig. VII. 25, *c*) est arrondie par excès à un entier multiple de 5 mm ; si la construction est rivée, les cornières sont centrées sur les lignes de trusquinage. Les cornières du treillis seront coupées perpendiculairement à l'axe, en les arrêtant à 40-60 mm de la membrure. Pour le soudage des diagonales sur le gousset, seules sont recommandées des soudures latérales sur le talon et la rive, car elles travaillent en cisaillement (module d'élasticité $G$) et non en arrachement. Les soudures frontales sont à déconseiller, bien qu'elles répartissent mieux les efforts transmis sur le gousset. Cette remarque concerne plus particulièrement des fermes lourdes, constituées par de gros profilés assemblés avec des soudures

de forte longueur. Les soudures de grandes dimensions exécutées sur les cornières des membrures et sur les diagonales font naître de très grandes contraintes de retrait, qui se traduisent par des efforts de traction affectant le gousset entre les diagonales et, quelquefois, par sa fissuration. La distance recommandée ci-dessus (40 à 60 mm), à laquelle on arrête les cornières devant la membrure, dépend dans une certaine mesure de l'épaisseur du gousset et des dimensions de la soudure. D'une façon générale, elle se rapporte à des épaisseurs ne dépassant pas 16 mm. Si les soudures sont grandes, il convient d'augmenter un peu cette distance, en fonction de l'épaisseur du gousset $\delta_g$, et de la prendre égale à 3,5-4 fois le $\delta_g$.

La forme du gousset est déterminée par la disposition des soudures ou des rivets d'attache des éléments du treillis. Elle doit être aussi simple que possible. Puisque le rôle du gousset est de transmettre

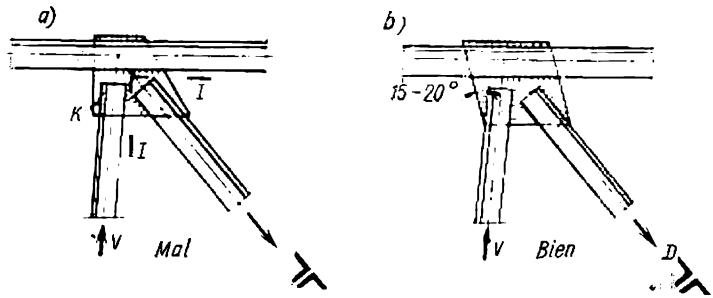



Fig. VII.26. Constitution des goussets

l'effort d'une barre à l'autre, il doit être très résistant dans chacune de ses sections et capable de reprendre le flux des lignes de force.

La forme du gousset montrée sur la figure VII.26, *a* est incorrecte, car sa section suivant *I — I* a une aire moins grande que la section de la diagonale constituée de cornières jumelées ; de ce fait, il y a un risque de rupture. En outre, la soudure exécutée sur les talons des cornières du montant et conçue pour reprendre la majeure partie de l'effort du montant ne peut pas transmettre cet effort à la partie adjacente du gousset, car son aire de section est insuffisante. En ce point, le gousset sera le siège d'une contrainte excessive inadmissible. Le gousset représenté sur la figure VII.26, *b* est bien dessiné ; il présente un angle de 15 à 20° entre son bord et l'axe de la barre.

Le gousset doit se fixer à la cornière de membrure sur ses deux côtés, c'est-à-dire du côté du talon et de la rive (fig. VII.27, *a*), sinon, les cornières peuvent facilement s'arracher, par exemple au cours des manutentions. Or, quelquefois, les raisons constructives empêchent de prolonger le gousset au-delà de la tranche de la membrure : dans le cas représenté sur la figure VII.27, *b*, la membrure supérieure supporte une panne attachée à une cornière appropriée.

En pareils cas on interrompt le gousset à 5 mm devant le talon de la cornière et on le fixe par une seule soudure sur la rive de l'aile de la cornière. La fente qui se forme alors entre le talon de la cornière et le gousset doit en principe être bouchée par soudure, mais ce joint soudé est d'une qualité douteuse à cause du collage. L'effort principal est transmis, dans ce cas, par la soudure exécutée sur la rive.

Le gousset est calculé pour résister à l'effort qui tend à le déplacer par rapport à la membrure ; il s'agit de la résultante des efforts dans

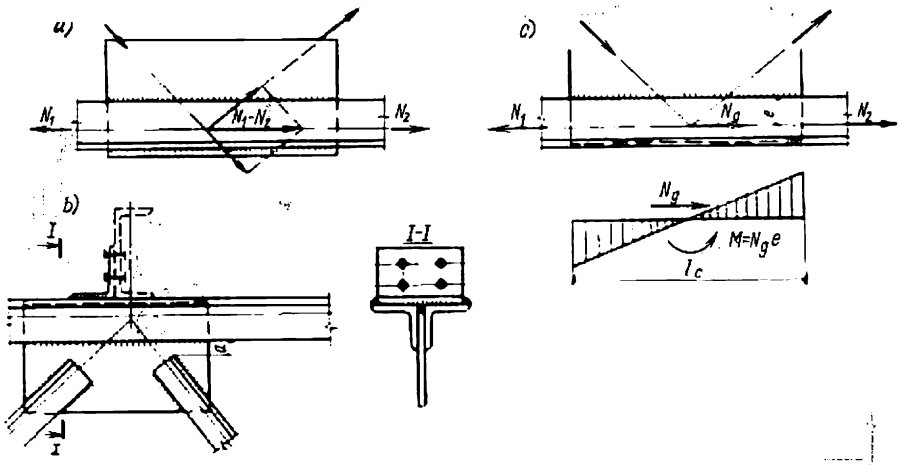



Fig. VII.27. Attache du gousset sur la membrure

les éléments du treillis qui aboutissent au nœud. Dans le cas particulier où le nœud est exempt de toute charge extérieure perpendiculaire à la membrure, l'effort $N_g$ est égal à la différence des efforts dans les panneaux voisins de la membrure (fig. VII.27, *a*, *c*), $N_g = N_2 - N_1$.

L'effort $N_g$ est appliqué au centre du nœud suivant l'axe de la membrure. Si le gousset n'est pas prolongé au-delà de la tranche de la membrure, les soudures en rive des cornières de membrure subiront non seulement un cisaillement longitudinal mais aussi une flexion provoquée par le moment $M = N_g e$ (fig. VII.27, *c*). Les contraintes normales de flexion sont généralement faibles, ce qui permet de ne calculer la soudure qu'au cisaillement en minorant la résistance de calcul du joint soudé (d'environ 15 à 20 %).

En construction rivée, l'étude se fait de la même façon, en mettant des rivets au lieu des soudures. De même qu'en construction soudée, les dimensions du gousset sont déterminées par les attaches des diagonales. Si la diagonale est lourde, on peut l'attacher à l'aide d'une cornière additionnelle, en augmentant de 50 % le nombre de rivets sur l'une des ailes de celle-ci. L'attache d'un élément doit se faire avec deux rivets au moins ; donc, si l'effort à transmettre est

petit, on dispose les rivets suivant le cas, en adoptant un écartement aussi large que possible (voir § 24). D'abord on pose les rivets aux bords de l'attache, puis on choisit les cotes intermédiaires, qui doivent être, si possible, multiples de 5 mm.

### 2. *Joints des membrures*

La longueur des profilés étant nécessairement limitée à cause des conditions de laminage et les fermes trop longues ($L > 18$ m) étant difficiles à transporter en une seule pièce on est amené à expédier les fermes par blocs séparés ; les joints prévus pour l'exécution

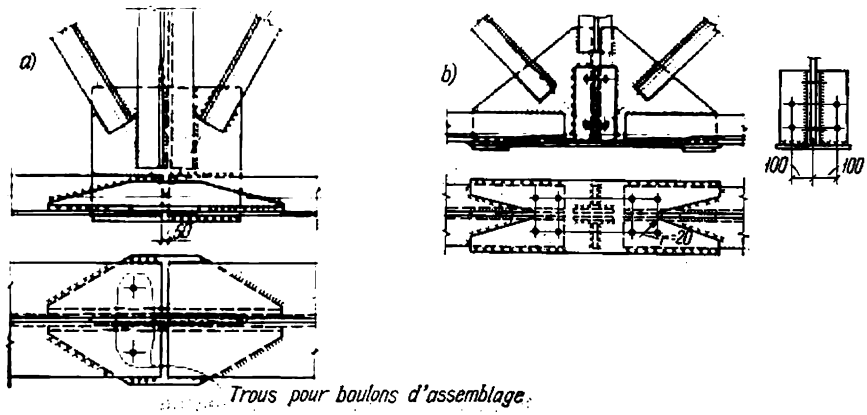



Fig. VII.28. Joints de la membrure inférieure

sur chantier sont disposés généralement au milieu de la portée. En étudiant la construction d'un joint, on observe la règle selon laquelle l'*aire de section des pièces d'assemblage ne doit jamais être inférieure à celle des éléments qui s'assemblent.*

Un joint peut être prévu tant dans un nœud qu'en plein panneau. Le premier cas est plus commode, car il permet d'utiliser une partie du gousset comme élément d'attache.

La solution la plus simple consiste à recouvrir les cornières de membrure avec des cornières de même profil. La figure VII.28, *a* représente un joint soudé exécuté sur la membrure inférieure d'une ferme. Les ailes verticales de la cornière d'attache sont coupées afin d'éviter la concentration des soudures en rive ; pour assurer une transmission plus uniforme des efforts, on recommande de couper les ailes larges en biseau.

Le joint de la membrure supérieure, disposé généralement sur le faîtage de la ferme, est organisé de la même façon que sur la membrure inférieure ; on recouvre ce joint avec des cornières cintrées. Une autre solution est montrée sur la figure VII.29, *a* : la section en T

du gousset équivaut parfaitement aux sections des deux cornières. En choisissant la dimension $h$, on cherche à faire coïncider le centre de gravité du gousset en T avec celui des cornières de membrure; si la coïncidence n'a pas lieu, on vérifie le gousset non seulement à la

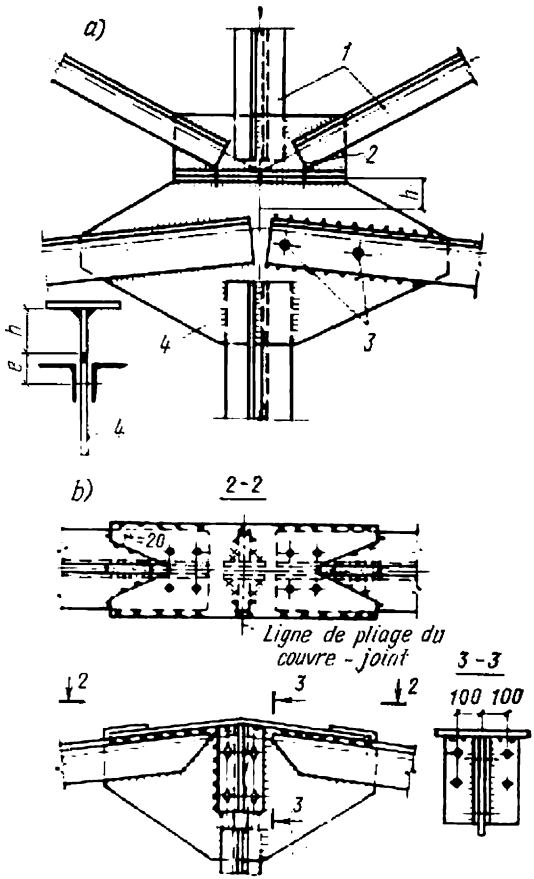



**Fig. VII.29.** Joints de la membrure supérieure:
*1* — ferme du lanterneau; *2* — boulons bruts; *3* — trous pour boulons d'assemblage; *4* — gousset

compression mais aussi à la flexion provoquée par un moment égal au produit du moment axial dans la membrure par l'excentricité $e$ de l'effort par rapport au centre de gravité du gousset (fig. VII.29, *a*). Pour faciliter l'exécution des joints soudés sur les talons des cornières, on veille à ce que la largeur de l'aile horizontale ne dépasse pas $2h$. La construction proposée sur la figure VII.29, *a* est commode à monter grâce à la table horizontale qu'elle offre et qui sert à supporter un lanterneau-fermette (fig. IX.27, *b*).

Pour typifier les éléments de construction et diminuer les difficultés de fabrication, on doit chercher à partager les fermes en deux éléments identiques; la construction d'un joint répondant à cette exigence est représentée sur la figure VII.29, *b*. La figure VII.30, *a* montre une solution réussie d'un joint de membrure inférieure pour

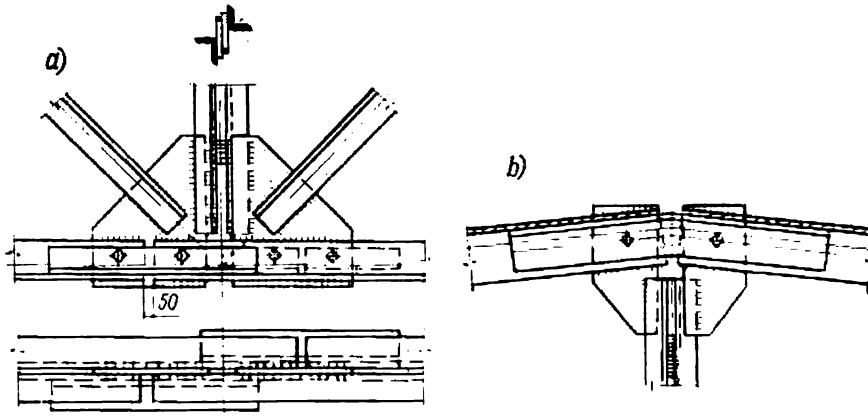



Fig. VII.30. Joints des membrures en cas d'expédition de la ferme en deux blocs séparés identiques

les fermes de 24 et de 36 m de portée dont les diagonales concourent vers le milieu de la membrure: le gousset est coupé au milieu, et les jonctions des cornières de membrure sont décalées de telle façon que les sections des cornières placées suivant l'axe de la ferme sont lais-

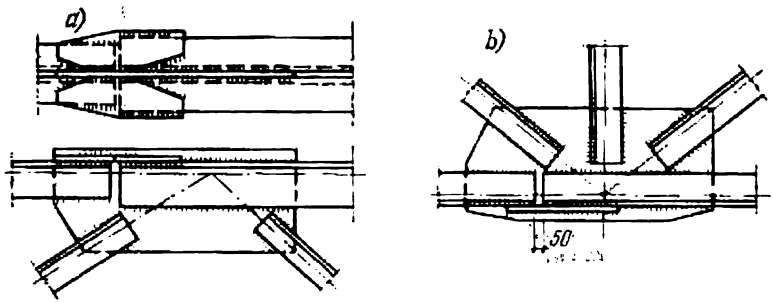



Fig. VII.31. Joints des membrures avec changement de section

sées intactes; seule est interrompue une cornière recouverte par une cornière de recouvrement et par le gousset. La figure VII.30, *b* montre un cas analogue avec le gousset coupé pour la membrure supérieure. Pour reprendre en effort tranchant éventuel qui apparaît en cas de charge dissymétrique, on place des cales jumelées en fer plat (fig. VII.30, *a*) ou en cornières entre les cornières verticales

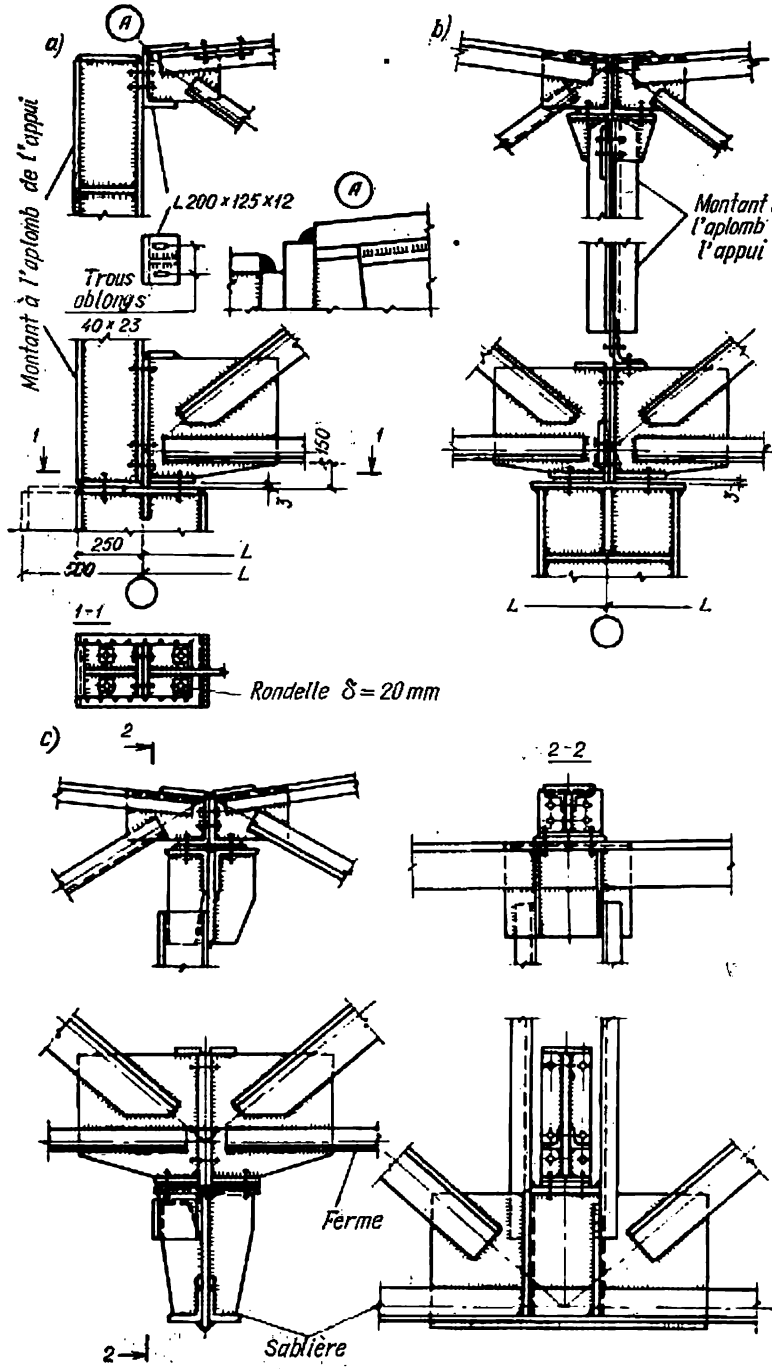



Fig. VII.32. Retombées des fermes:
a) retombée sur un poteau en fin de la portée; b) retombée sur un poteau au milieu de la travée; c) retombée sur une sablière

formant les montants cruciformes. La construction est donc symétrique.

Si la ferme est constituée par des cornières à épaisseur inégale des ailes, le joint de la membrure peut être exécuté avec des goussets et des couvre-joints en tôle (fig. VII.31, *a*, *b*).

### *3. Retombées*

Les retombées des fermes de toiture se font sur des poteaux en béton armé, sur des murs en maçonnerie ou sur les éléments de la charpente métallique du bâtiment industriel ou civil (poteaux d'acier, sablières). Les modes d'attache des fermes sur les poteaux d'acier et les sablières sont étudiés en détail dans le chapitre IX.

Un exemple d'attache de la ferme sur un poteau d'acier est illustré sur la figure VII.32, *a*. La plaque d'appui de la ferme, dont l'épaisseur varie généralement entre 16 et 20 mm, est attachée sur le poteau au moyen de boulons d'ancrage de 22 à 24 mm de diamètre.

Afin d'uniformiser la construction de la retombée en cas d'appui sur un poteau en béton armé ou en acier ou sur une sablière, on peut adopter l'appareil d'appui montré sur la figure VII.32, *b*, *c*: la pression d'appui y est transmise par le bord fraisé du gousset d'appui.

Si la portée de la ferme ne dépasse pas 42 m, la mobilité des retombées n'est pas obligatoire.

### *4. Eléments auxiliaires*

Les éléments comprimés des fermes, constitués par des cornières jumelées doivent être assemblés, dans les intervalles entre les goussets, avec de petits plats (fig. VII.33, *a*), sinon les cornières, dont chacune

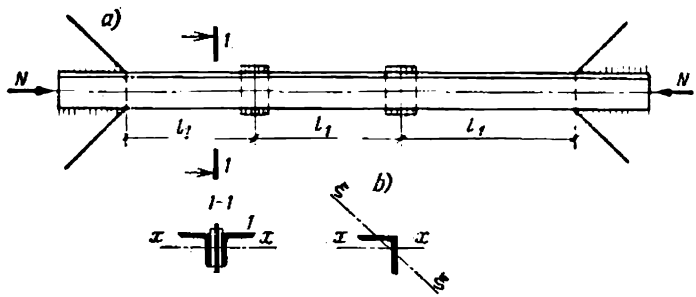



Fig. VII.33. Disposition des plats d'assemblages sur les éléments de la ferme

reprend la moitié $N/2$ de la force de compression longitudinale $N$, risquent de céder au flambement séparément, étant donné qu'une cornière isolée a un rayon de giration minimal par rapport à l'axe $\xi$ (fig. VII.33, *b*) sensiblement moins grand que celui d'une section de deux cornières associées par rapport à l'axe $x$-$x$. Les plats doivent

être placés à des intervalles $l_1 \leqslant 40\ r$ ($r$ étant le rayon de giration de la cornière par rapport à l'axe parallèle au plan contenant les plats).

Les éléments tendus sont également équipés de plats d'assemblage, afin de garantir le travail conjoint des deux cornières ; ces plats, larges de 60 à 100 mm, sont espacés de $l_1 \leqslant 80r$.

### 5. *Travail effectif des nœuds d'une ferme*

L'analyse du travail effectif des nœuds sous charge, c'est-à-dire de la répartition réelle des contraintes entre les éléments du nœud, est essentielle pour l'établissement de la construction correcte. Les contraintes sont réparties dans les goussets d'une manière fort irrégulière, créant des concentrations locales qui peuvent être dangereuses. Par exemple, dans un joint de membrures d'une ferme réalisé sous forme d'un gousset avec des couvre-joints plats horizontaux (fig. VII.31), à cause de la non-coïncidence des centres de gravité des sections des cornières et du T (section du gousset avec des plats horizontaux), le flux des lignes de force est transmis des cornières sur le T avec une certaine excentricité, si bien que l'effort axial est accompagné d'un moment parasite agissant dans la section du gousset. En outre, une concentration de contrainte se produit inévitablement aux points de changement brusque de la section, aggravant la répartition irrégulière des contraintes dans le gousset et allant parfois jusqu'à provoquer le fluage du matériau.

En étudiant un simple joint soudé symétrique réalisé par recouvrement de deux tôles avec soudures latérales (Chap. IV, § 19, fig. IV.15) on a souligné que le flux des forces tangentielles (en kN/cm) était réparti d'une manière non uniforme suivant la longueur de la soudure, $q_i = \tau_i \delta$. Or, dans le cas où une section dissymétrique est soumise à des efforts dissymétriques, par exemple dans l'attache des cornières sur le gousset, les forces tangentielles diffèrent beaucoup de celles qui se produisent dans le cas d'une section symétrique (fig. VII.34).

On commence le calcul par chercher les forces tangentielles de cisaillement $q_i$, dont la connaissance permet de déterminer les contraintes dans le gousset. Divisant les soudures (dans le sens de la longueur) en tronçons de faible longueur $a$ (au nombre de 10 au moins), on assimile chaque force de cisaillement élémentaire à une inconnue $X_i = q_i = \tau_i a h_c$ (fig. VII.34) pour aboutir à un système d'équations à plusieurs inconnues, dont la résolution est possible sur ordinateur.

M. Goukova et A. Immermann ont mis au point une méthode de calcul numérique des forces de cisaillement $X_i$ basée sur le principe des différences finies : sur chaque tronçon de la soudure de longueur $a$, l'incrément de longueur de l'élément du gousset $\varepsilon_{i_g}$ et celui de l'élément d'attache (couvre-joint, cornière, etc.) $\varepsilon_{i_{cj}}$ ont pour différence la valeur de cisaillement de la soudure :

$$a\,(\varepsilon_{i_g} - \varepsilon_{i_{cj}}) = h_c\,(\gamma_{i+1} - \gamma_i),$$

où

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G_c} = \frac{X_i}{ah_cG_c},$$

si bien que

$$\varepsilon_{i_g} - \varepsilon_{i_{cj}} = \frac{X_{i+1} - X_i}{2G_ca^2}, \qquad \text{(VII.7)}$$

où le coefficient 2 tient compte de l'application symétrique des forces par rapport à l'épaisseur du gousset.

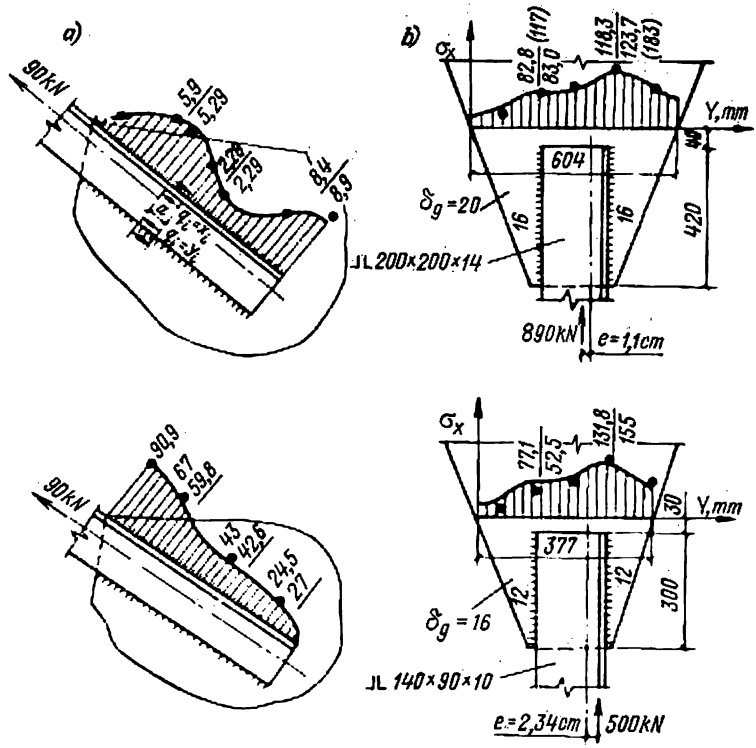



Fig. VII.34. Epures des contraintes et « flux » d'efforts dans les joints soudés (les valeurs calculées sont soulignées):

*a*) épure du flux des forces tangentielles (de cisaillement), kN/cm, et du « flux » total de l'effort passant de la diagonale sur le gousset (kN); *b*) épure des contraintes normales (kN/cm²) dans le gousset relié aux cornières du montant

Exprimant les valeurs de $\varepsilon_{i_g}$ et de $\varepsilon_{i_{cj}}$ en fonction des forces inconnues $X_i$ et des efforts extérieurs $N$, compte tenu des coefficients géométriques $k_i^{\alpha}$ qui dépendent de la section des éléments et de la position des forces dans la section:

$$\varepsilon_{i_g} \approx \frac{\sum X_i k_i^{\alpha}}{EF_g},$$

et substituant ces valeurs dans l'expression (VII.7), on obtient un système d'équations soumises à une condition aux limites qui veut que sur le dernier tronçon ($i = n$) la totalité de l'effort doit être passée de la cornière (couvre-joint) sur le gousset, si bien que la déformation $\varepsilon_{n_{cj}}$ doit être nulle [37].

Pour déterminer les contraintes produites dans le gousset par les forces appliquées $q_i = X_i$, on utilise la solution de Ghirkmann pour une plaque semi-infinie soumise à une force appliquée à une certaine distance de son bord :

$$\sigma_x = \xi \Sigma \sigma_x (X_i), \qquad \text{(VII.8)}$$

où $\xi$ est un coefficient de variation de la contrainte au passage de la plaque semi-infinie à une plaque (gousset) de dimensions finies ; on a $\xi = 1{,}07$ à $1{,}5$, en fonction du rapport de la demi-largeur de la zone d'influence du gousset à la distance entre le point d'application de la force et le bord de la plaque.

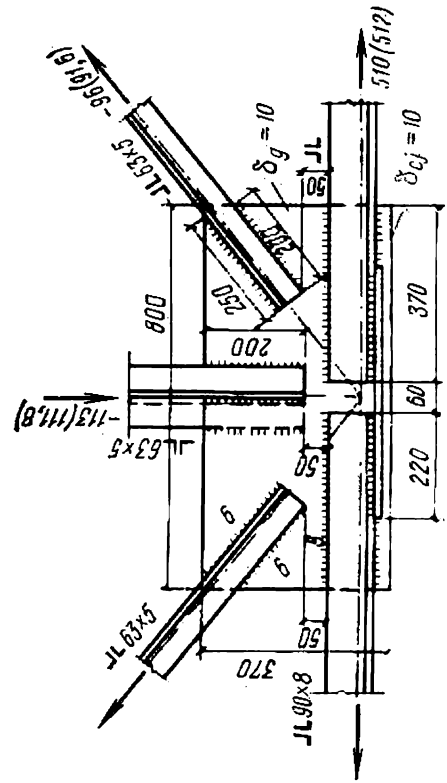
La zone d'influence du gousset à considérer pour le calcul du coefficient $\xi$ est limitée par un rayon issu du point d'intersection de l'élément avec le gousset et incliné d'environ 30°.

La figure VII.34 illustre la répartition des contraintes provoquées dans le gousset par l'effort appliqué sur les cornières ; ces contraintes sont déterminées par le procédé décrit ci-dessus et vérifiées au cours d'une épreuve.

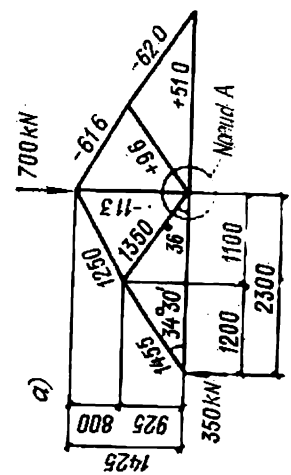
On a tracé en trait plein les épures des valeurs calculées des contraintes dans le gousset à une distance de 30 mm du bord des cornières. Les points marquent les valeurs expérimentales. Les chiffres entre parenthèses indiquent les valeurs calculées des contraintes au bord des cornières (on voit sur la figure VII.34, *b* que, dans les concentrations de contrainte, ces valeurs se situent au-delà du domaine élastique).

Le procédé de calcul proposé permet de déterminer la répartition des forces de cisaillement dans les joints compliqués et de calculer les contraintes dans le gousset.

Une expérience, basée sur cette méthode, a été effectuée sur un joint standard (fig. VII.35, *a*, *b*) contrôlé par une quantité de jauges extensométriques. On a défini les valeurs et les directions des déformations principales et des principales contraintes normales et tangentielles du gousset [18]. D'après ces données, on a tracé les courbes des contraintes principales (voir fig. VII.35, *b*). On a un minimum de contrainte entre les diagonales et le montant, et un maximum de contrainte, au bas du gousset, entre les cornières des membrures. Grâce à la disposition des jauges parallèle aux cornières, on a pu déterminer et comparer les forces de cisaillement théoriques et expérimentales et tracer le flux des efforts entre les cornières, le gousset et les couvre-joints (fig. VII.36) [17]. Après avoir calculé les contraintes dans le gousset et défini le coefficient $\xi$ de la formule (VII.8), on a vu que les meilleurs résultats sont bien obtenus dans le cas où la zone d'influence prise en considération (portion de la largeur du gousset)



510(512)
-96(91,6)
JL 63×5
δg = 10
δcj = 10
JL
50
200
250
800
370
60
220
-113(111,8)
JL 63×5
6
6
JL 63×5
50
370
JL 90×8

a)
700 kN
-62.0
+51.0
-61.6
+9.6
Nœud A
-113
1350
36°
1250
1100
2300
34°30'
1200
1455
350 kN
925
800
1425

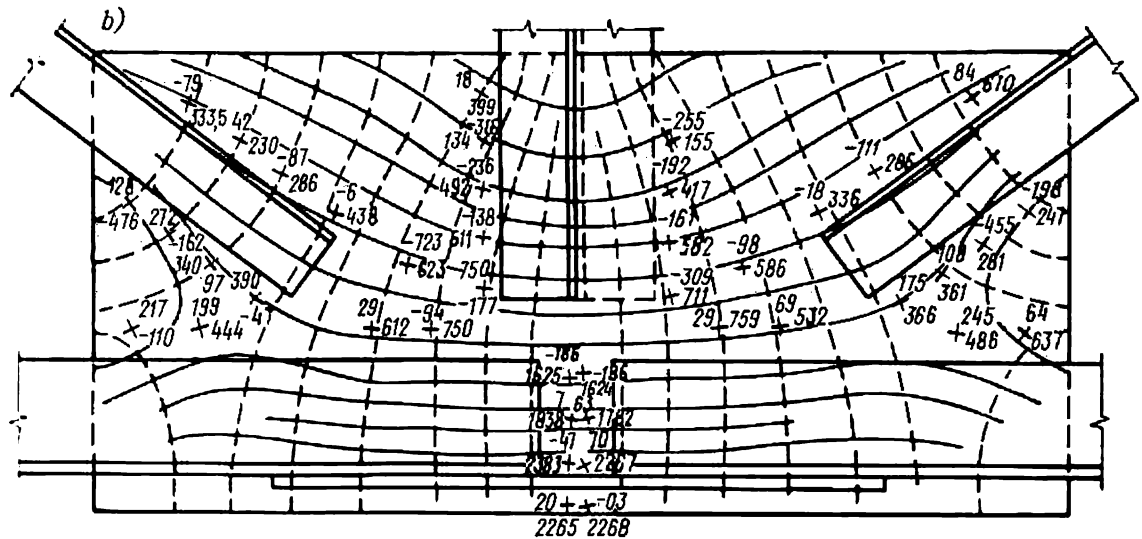



**Fig.** VII.35. Nœud de la membrure inférieure (les efforts mesurés par les jauges extensométriques sont donnés entre parenthèses):

*a*) schéma du nœud *A* testé; *b*) courbes des contraintes principales, kgf/cm²

est limitée par un rayon incliné de 30° (fig. VII.35, *b*). Les ordonnées des épures du flux de forces sont obtenues en totalisant les forces de cisaillement dans les soudures suivant les sections des éléments, sur tous les tronçons entre l'origine de l'attache et la section considérée.

Les contraintes les plus élevées ont été constatées dans le joint de la membrure inférieure (dans le gousset, entre les cornières des

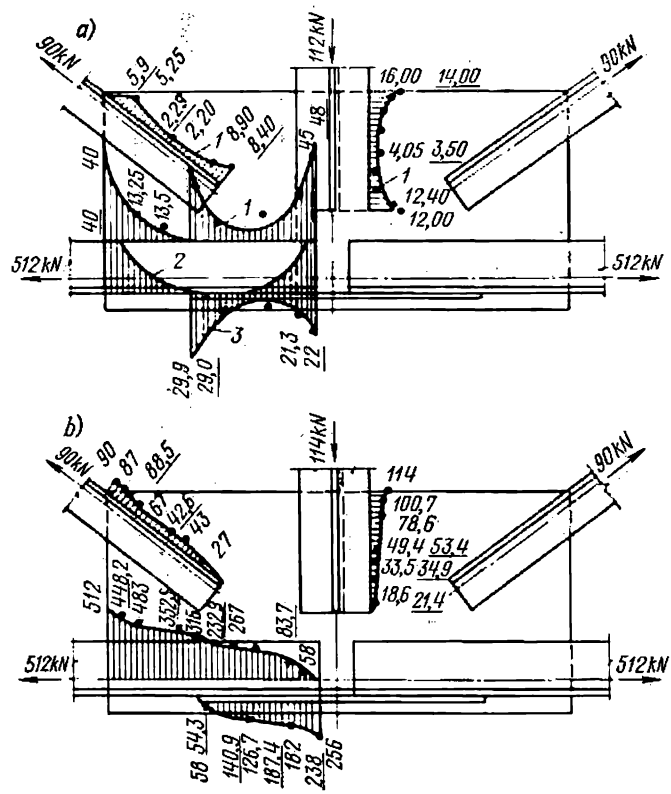



Fig. VII.36. Epures des forces tangentielles et du « flux » des efforts dans le nœud de la ferme. (Les valeurs calculées sont soulignées. Les soudures ne sont pas marquées. Les points correspondent aux valeurs expérimentales):

*a*) épures des forces tangentielles (de cisaillement), kN/cm; *1* — forces totales dans les soudures d'attache des cornières de membrure et de treillis; *2* — forces totales dans les quatre soudures de membrure attachée sur le gousset; *3* — idem, pour les quatre soudures attachant les cornières de membrure sur les couvre-joints; *b*) épures du « flux » d'efforts passant des cornières de membrure et de treillis vers le couvre-joint

membrures). On voit sur la figure VII.37 les épures des contraintes dans les trois sections du gousset, calculées par le procédé décrit (trait plein), ainsi que les valeurs expérimentales (points).

Dans la section médiane (entre cornières), on a tracé en trait pointillé une épure des contraintes approximatives, définies pour une section en T soumise à une traction d'excentricité égale à la distance

entre les centres de gravité de la membrure et de la section en T. Au niveau de la tranche inférieure de la cornière, les valeurs approchées coïncident (à moins de 25 % près) avec les valeurs plus précises, égales aux valeurs expérimentales.

Si l'on admet, en calculant un tel nœud, que 30 % de l'effort dans la membrure (majoré de 20 %), appliqué au centre de gravité d'une section fictive du gousset de hauteur égale au double de la distance du bord inférieur à la rive de la cornière de membrure, passent des cornières sur le gousset, tandis que les 70 % qui restent sont

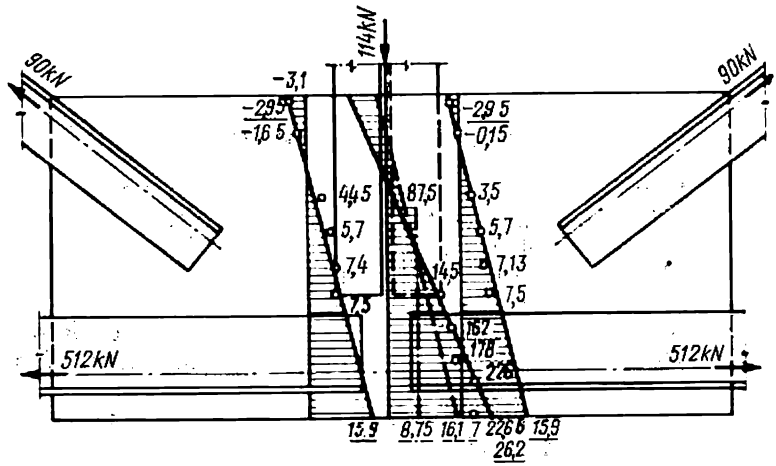



Fig. VII.37. Epures des contraintes normales dans le gousset du nœud de joint. Les couvre-joints et les soudures ne sont pas représentés (les valeurs calculées des contraintes sont soulignées):

——— contraintes calculées d'après les forces de cisaillement dans les soudures; —.—.—.—. contraintes calculées d'après les recommandations d'un album type; — — — — contraintes calculées pour le cas de compression excentrée d'une section en T; ○ — points expérimentaux

transmis par les couvre-joints horizontaux (ce qui correspond à l'épure tracée en trait mixte sur la figure VII.37), la contrainte dans le gousset s'avère minorée d'environ 65 %. En réalité (d'après les données de l'expérience et du calcul), les fractions de l'effort transmises par le gousset et les couvre-joints sont sensiblement égales (48 % et 52 %).

Le calcul à la traction excentrée donne un tableau plus véridique de la répartition des contraintes dans le gousset. Or, pour le nœud représenté sur la figure VII.35, il serait incorrect de chercher les concentrations de contrainte en assimilant la construction à une barre comprimée et fléchie pour faciliter le calcul: en effet, on obiendrait le maximum de contrainte au bord du gousset, tandis qu'en réalité la contrainte la plus élevée a lieu près du talon.

Dans les bureaux d'études des usines, on peut calculer les éléments des nœuds avec bonne précision, en utilisant des programmes standards pour ordinateurs.

CHAPITRE VIII

# POTEAUX

## § 39. TYPES DES POTEAUX

Les poteaux transmettent la charge des constructions supérieures au sol par l'intermédiaire des fondations. On distingue les poteaux à compression centrée et les poteaux à compression excentrée, suivant l'application de la charge. Les premiers travaillent à un effort longitudinal agissant suivant l'axe du poteau et provoquant une compression uniforme de sa section. Les seconds, en plus de la compression axiale due à l'effort longitudinal, subissent une flexion provoquée par un moment fléchissant.

Un poteau se compose de trois parties principales :

— un corps ou fût, élément porteur principal ;

— une tête de poteau, servant d'appui à la construction supérieure et conçue pour répartir la charge suivant la section du fût ;

— un pied de poteau, qui répartit la charge concentrée dans le fût sur la surface de la fondation et immobilise le poteau dans la fondation.

On distingue en outre :

— d'après le type, les poteaux à section constante et les poteaux à section décroissante ;

— d'après la construction du fût, les poteaux pleins et les poteaux en treillis ;

— d'après le mode de fabrication, les poteaux soudés et les poteaux rivés.

## § 40. POTEAUX À COMPRESSION CENTRÉE

Dans un poteau à compression centrée la charge est appliquée soit au centre de section (fig. VIII.1, *a*), soit symétriquement par rapport à l'axe (fig. VIII.1, *b*). L'étude d'un poteau à compression centrée doit être axée sur la recherche de la stabilité égale dans toutes les directions : à cet effet, le fût doit présenter un élancement constant par rapport aux axes principaux de sa section.

La section à donner au fût est calculée à l'aide de la formule fondamentale d'une barre comprimée (cf. formule (II.14)) :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{br}} \leqslant R, \qquad \text{(VIII.1)}$$

d'où

$$F_{br}^{n} \geqslant \frac{N}{\varphi R}. \qquad \text{(VIII.2)}$$

Etant donné une charge de calcul $N$ et une résistance de calcul $R$, pour que l'aire de section $F^n$ soit minimale, il faut que la barre ait

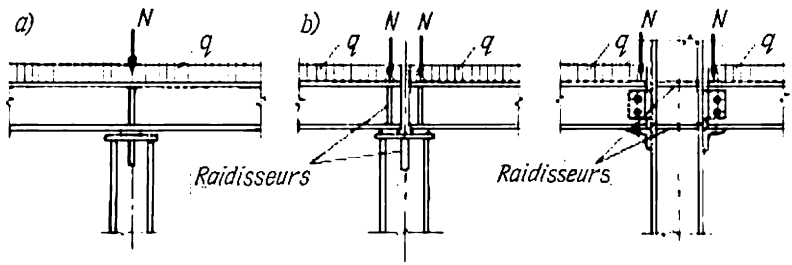



**Fig. VIII.1. Poteaux à compression centrée**

un coefficient $\varphi$ aussi grand que possible. En ce qui concerne la longueur de flambement du poteau (voir § 10 et tableau II.10), elle dépend du mode d'attache des extrémités, $l_0 = \mu l$.

### *1. Poteaux pleins*

**Types des sections.** Le fût d'un poteau plein est constitué de un ou plusieurs profilés ou tôles assemblés par soudure ou par rivets. On voit sur la figure VIII.2 quelques types de sections de poteaux pleins. Au point de vue des conditions de travail du matériau, c'est la section tubulaire qui est la plus rationnelle (fig. VIII.2, *a*) ; malheureusement, la production des tubes reste déficiente, ce qui limite l'utilisation des poteaux tubulaires.

La section la plus répandue des poteaux pleins à compression centrée est une section soudée en H constituée de trois plats (fig. VIII.2, *b*), bien qu'elle ne réponde pas complètement à l'impératif de l'égale stabilité dans toutes les directions. Les poutrelles laminées sont rarement employées pour constituer les éléments comprimés, car leurs moments d'inertie $J_x$ et $J_y$ sont trop différents. Comme élément indépendant, une poutrelle laminée ne peut être utilisée que si le poteau est contreventé perpendiculairement à l'axe $y$-$y$, sinon, des plates-bandes de renforcement sont indispensables (fig. VIII.2, *c*).

Les sections en H formées de trois éléments (fig. VIII.2, *b*, *c*) peuvent être confectionnées par soudage automatique ; toutes les

surfaces étant facilement accessibles, les attaches peuvent être réalisées sans difficulté.

On utilise quelquefois des sections constituées de trois profilés laminés (fig. VIII.2, *d*) ; elles sont plus lourdes que les autres.

**Calcul et étude du fût.** On commence par déterminer les charges, imposées, puis on calcule la section à donner au fût en se servant de la formule (VIII.2) et en se donnant à priori une valeur approchée du coefficient de flambement $\varphi = 0{,}75$ à $0{,}85$.

Le dimensionnement de la section est fait en se basant sur les considérations suivantes. En fonction de la charge à supporter, la tôle constituant les membrures (semelles) a une épaisseur de 8 à

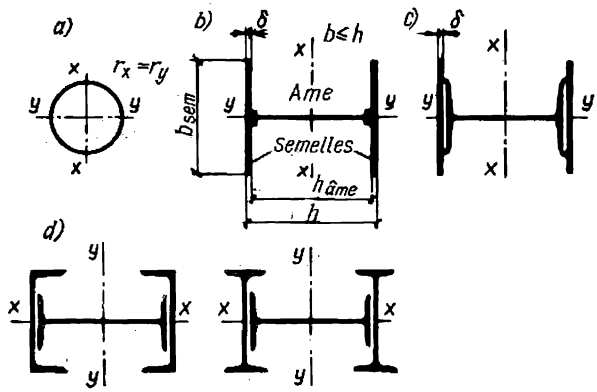



Fig. VIII.2. Types de sections des poteaux pleins à compression centrée

40 mm, et l'âme, de 6 à 16 mm. La hauteur de section $h$ d'un poteau pour les ouvrages du type normal, c'est-à-dire avec la hauteur $H$ du poteau de 10 à 20 m, ne doit jamais être inférieure à 1/15-1/20 de $H$.

La largeur des membrures doit être telle que le flambement de la semelle sous l'action des contraintes normales de compression ne soit pas à craindre (voir fig. VI.26, *c*). Cette condition est en principe équivalente à la condition de non-flambement des semelles comprimées d'une poutre dont on calcule la section. Or, dans un poteau, il est évidemment souhaitable que, dans le cas d'un flambement local des semelles, la contrainte critique soit quelque peu supérieure à celle du poteau dans son ensemble ; d'autre part, la contrainte critique est fonction de l'élancement du poteau. Les normes définissent donc la demi-largeur libre maximale de la semelle (largeur de l'aile) en fonction de cet élancement (tableau VIII.1).

De même, la flexibilité de l'âme du poteau, c'est-à-dire le rapport maximal de la hauteur théorique de l'âme du poteau plein à son épaisseur, dépend de la nature de son encastrement dans les semelles, celle-ci étant à son tour fonction de l'élancement du poteau. On détermine donc la flexibilité maximale de l'âme d'un poteau

*Tableau VIII.1*

**Valeurs maximales du rapport de la demi-largeur libre de la semelle $b_{sem}/2$ à son épaisseur $\delta_{sem}$**

| $\lambda$ | 25 | 50 | 75 | 100 | 125 |
|---|---|---|---|---|---|
| C38/23 | 14 | 16 | 18,5 | 20,5 | 23 |
| C44/29 et C46/33 | 12 | 15 | 18 | 20 | 22 |
| C52/40 | 10 | 14 | 17 | 18,5 | 19,5 |
| C60/45 | 9,5 | 13,5 | 16,5 | 17,5 | 18,5 |

plein à section en U ou en caisson d'après la formule suivante citée dans les normes :

$$k_{âme} = h_0/\delta = 40\sqrt{21/R} + 0{,}2\lambda\,; \qquad \text{(VIII.3)}$$

pour la section en H, on prend $0{,}4\lambda$ au lieu de $0{,}2\lambda$.

Au cas où le poteau n'est pas complètement chargé, les rapports limites $b_{sem}/2\delta_{sem}$ et $h_0/\delta$ peuvent être majorés de $\sqrt{(R\varphi)/\sigma}$ fois (ici $\sigma = N/F$ et $\varphi$ est le coefficient de flambement), sans que $k_{âme}$ soit supérieur à 90.

Si les rapports obtenus dépassent les valeurs déduites de la formule (VIII.3), la stabilité de l'âme est douteuse : on recommande de

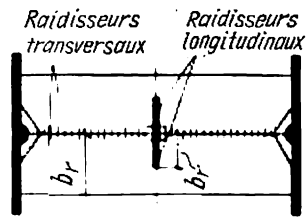



Fig. VIII.3. Raidisseurs d'un poteau

renforcer l'âme avec un double raidisseur longitudinal (fig. VIII.3), dont la section sera avantageusement comprise dans la section considérée. En outre, si $h_0/\delta \geqslant 100\sqrt{R}$, on prévoit des raidisseurs transversaux espacés d'au moins 2,5 à 3 fois $h_0$.

Les raidisseurs d'un poteau soudé sont dimensionnés en se basant sur des considérations constructives :

— raidisseurs transversaux : largeur $b_r \geqslant h_{âme}/30 + 40$ mm, épaisseur $\delta_r \geqslant b_r/15$ ;

— raidisseurs longitudinaux : largeur $b_r \geqslant 10\delta_{âme}$, épaisseur $\delta_r \geqslant 3/4\delta_{âme}$.

Un raidisseur longitudinal s'oppose au voilement de l'âme ; les raidissseurs transversaux améliorent la raideur de la section et renforcent les semelles.

La section d'un poteau rivé est constituée par une tôle (âme) et quatre cornières à ailes inégales attachées par rivets sur l'âme par leurs ailes courtes. Une telle section est quelquefois renforcée par des plates-bandes, en veillant à ce que le rapport de la demi-largeur libre de la semelle non bordée (en comptant à partir de la plus proche rangée de rivets) à son épaisseur soit conforme aux valeurs du tableau VIII.1.

Après avoir dimensionné la section de manière à satisfaire toutes les exigences constructives, on cherche l'élancement réel $\lambda$ du poteau et le coefficient de flambement $\varphi$ correspondant à cet élancement, ensuite on vérifie la contrainte à l'aide de la formule (VIII.1).

D'après les normes en vigueur, l'élancement limite garantissant le travail normal du poteau et de chacun de ses éléments est :

— pour les poteaux et montants principaux . . . . . 120 ;

— pour les poteaux et montants auxiliaires (montants du pan de fer d'un mur, montants d'un lanterneau, barres de treillis d'un poteau) . . . . . 150

Les éléments d'un poteau soudé sont assemblés par des joints soudés continus à $h_c \approx 0{,}5\,\delta_{âme}$ (de 6 à 10 mm). En soudure automatique, les joints de semelles doivent avoir une épaisseur uniforme suivant toute la longueur du fût ; en soudure manuelle, il est recommandé de renforcer les soudures au droit des attaches des poutres, ainsi qu'au pied du poteau (sur 1 m environ).

Sur un poteau rivé, on met les rivets à écartement maximal, lequel ne doit cependant pas dépasser 18 fois $\delta_{min}$ (l'épaisseur de l'élément le plus mince).

Exemple VIII.1. Dimensionner la section du fût d'un poteau plein soudé en H à charge de calcul $N = 2920$ kN appliquée verticalement au centre de la tête de poteau. La hauteur du poteau $l = 7{,}2$ m. Le pied du poteau est encastré dans les deux directions ; la tête du poteau est articulée.

Matériau du poteau : acier BCт3. Electrodes Э42.

On détermine approximativement la section à donner au poteau en se servant de la formule (VIII.2) et en se donnant à priori un coefficient $\varphi = 0{,}75$ :

$$F_n = \frac{2920}{0{,}75 \cdot 21}\ \text{cm}^2 = 185\ \text{cm}^2.$$

On répartit la section nécessaire $F_n$ entre les éléments de la section :

| | |
|---|---|
| deux semelles . . . . . | $36 \times 2 \times 2 = 144$ cm² |
| une âme . . . . . | $40 \times 1 = 40$ cm² |
| Total . . . . . | 184 cm² |

On calcule la longueur de flambement du fût du poteau compte tenu des conditions d'encastrement de ses extrémités: $l_x = l_y = \mu l = 0{,}7 \cdot 720$ cm = = 504 cm.

Géométrie de la section adoptée:

$$J_x = \frac{\delta_{\text{âme}} h_{\text{âme}}^3}{12} + 2F_{\text{sem}} \left( \frac{h_{\text{âme}}}{2} + \frac{\delta_{\text{sem}}}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 40^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 36 \cdot 2 \left( \frac{40}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 \text{ cm}^4 = 68\,830 \text{ cm}^4;$$

$$J_y = 2 \frac{\delta_{\text{sem}} b_{\text{sem}}^3}{12} = 2 \frac{2 \cdot 36^3}{12} = 15\,500 \text{ cm}^4;$$

$$r_x = \sqrt{J_x/F} = \sqrt{68\,830/184} = 19{,}3 \text{ cm};$$

$$r_y = \sqrt{J_y/F} = \sqrt{15\,500/184} = 9{,}2 \text{ cm}.$$

Elancement maximal du poteau $\lambda_{max} = \lambda_y = l_y/r_y = 504/9{,}2 = 54{,}8$. Coefficient de flambement $\varphi_{min} = \varphi_y = 0{,}844$.

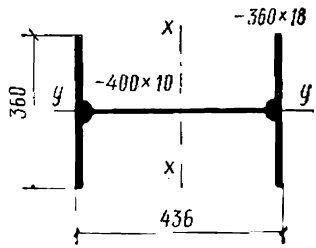



Fig. VIII.4. Pour l'exemple VIII.1

On vérifie le fût du poteau au flambement pour son élancement maximal, en se servant de la formule (VIII.1):

$$\sigma = \frac{N}{\varphi N} = \frac{2920}{0{,}844 \cdot 184} \text{ kN/cm}^2 = 18{,}8 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

L'utilisation incomplète de la résistance de calcul du matériau indique que la section est trop forte: on diminue donc l'épaisseur des ailes de 2 mm (fig. VIII.4).

On calcule à nouveau l'aire de section et la géométrie de la section à donner au poteau:

$$F' = 2 \cdot 36 \cdot 1{,}8 + 40 \cdot 1 = 169{,}6 \text{ cm}^2;$$

$$J'_y = 2 \frac{1{,}8 \cdot 36^3}{12} \text{ cm}^4 = 14\,000 \text{ cm}^4;$$

$$r'_y = \sqrt{\frac{14\,000}{169{,}6}} \text{ cm} = 9{,}1 \text{ cm};$$

$$\lambda'_y = \frac{505}{9{,}1} = 55{,}4; \quad \varphi_y = 0{,}842.$$

On vérifie le fût du poteau au flambement:

$$\sigma' = \frac{2920}{0{,}842 \cdot 169{,}6} \text{ kN/cm}^2 = 20{,}5 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

## 2. *Poteaux en treillis*

**Types des sections et des treillis.** Le fût d'un poteau en treillis est constitué de deux ou plusieurs profilés qui sont reliés entre eux par des plats (fig. VIII.5) ou des treillis dans le plan des ailes.

Le principal avantage des poteaux en treillis est la possibilité de garantir une stabilité égale dans toutes les directions. Ils sont également assez économiques au point de vue de la quantité de métal dépensé. En revanche, ils sont plus difficiles à fabriquer, vu qu'une multitude de courtes soudures empêche l'utilisation du soudage automatique.

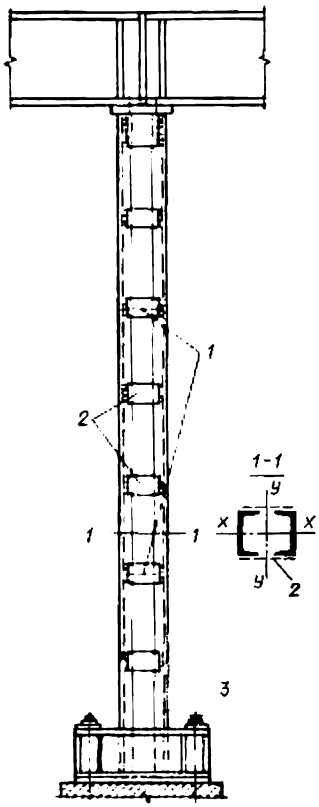



Fig. VIII.5. Poteau en treillis à plats:
*1* — diaphragmes transversaux; *2* — plats; *3* — boulons d'ancrage

La section du fût d'un poteau en treillis est généralement composée de deux profilés en U dont les ailes sont tournées vers l'intérieur (fig. VIII.6, *a*). Si les ailes sont tournées vers l'extérieur (fig. VIII.6, *b*), bien que les dimensions de la section restent les mêmes, la quantité de métal nécessaire augmente quelque peu ; une telle disposition n'est adoptée qu'en construction rivée, car elle facilite la pose des rivets.

La section composée de poutrelles (fig. VIII.6, *c*) n'est utilisée que pour résister à des charges élevées, excluant l'emploi des fers en U.

La section formée de quatre cornières (fig. VIII.6, *d*) est utilisée pour des barres comprimées de forte longueur (mâts, flèches de grues, . . .) qui doivent présenter une rigidité considérable dans les deux directions. Cette solution est assez économique et assure une bonne légèreté de la construction, mais ses quatre treillis placés dans des plans différents sont difficiles à fabriquer.

Le treillis d'un poteau se compose généralement de cornières simples à élancement maximal d'un élément $\lambda = 150$. Le dessin du treillis est en V simple (fig. VIII.7, *a*) ou avec montants, ou bien en N (fig. VIII.7, *b*). Les attaches du treillis aux lames du poteau peuvent être réalisées par soudure ou par rivets, avec possibilité de centrer les cornières sur les bords extérieurs des lames. Les poteaux en treillis de plats (fig. VIII.7, *c*) sont plus faciles à fabriquer, dé-

pourvus de cornières saillantes et plus esthétiques ; en revanche, un treillis en cornières procure une meilleure rigidité, surtout à la torsion.

**Travail sous charge du fût d'un poteau en treillis.** Les plats ou le treillis solidarisent les deux lames du fût. Si les lames n'étaient

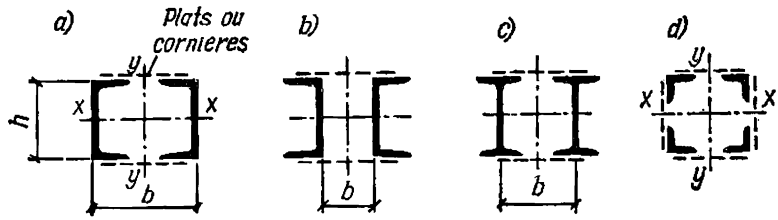



Fig. VIII.6. Sections des poteaux en treillis

pas solidaires, elles céderaient séparément au flambement dans le plan de leurs axes respectifs (fig. VIII.8, *a*, axe *1-1*). Ils améliorent notablement la rigidité du fût dans son ensemble : les deux lames de

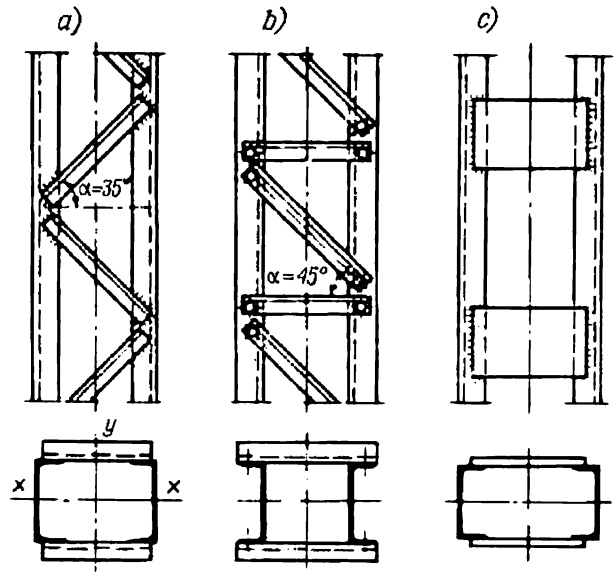



Fig. VIII.7. Types des treillis des poteaux

celui-ci travaillent ensemble comme une section monolithique qui subit un flambement par rapport à l'axe *y-y* (fig. VIII.8, *a*) appelé axe libre, à la différence de l'axe matériel *x-x* qui traverse le poteau. L'élancement $\lambda_x$ du fût en treillis par rapport à son axe matériel est égal à l'élancement de chacune des lames par rapport au même axe

$x$-$x$, car $r_x = \sqrt{2J_x/(2F)} = \sqrt{J_x/F}$. Par contre, l'élancement par rapport à l'axe libre $y$-$y$ est fonction de l'écartement des lames (cote $2a$ sur la figure VIII.8, *a*).

Le moment d'inertie $J_y$ de la section à deux lames s'écrit

$$J_y = 2\,(J_1 + a^2F_1), \qquad \text{(VIII.4)}$$

où $J_1$ est le moment d'inertie d'une lame isolée par rapport à son propre axe *1-1* ; $F_1$ est l'aire de section d'une lame ; $a$ est la distance entre l'axe de la lame *1-1* et l'axe libre du fût $y$-$y$ (fig. VIII.8, *a*).

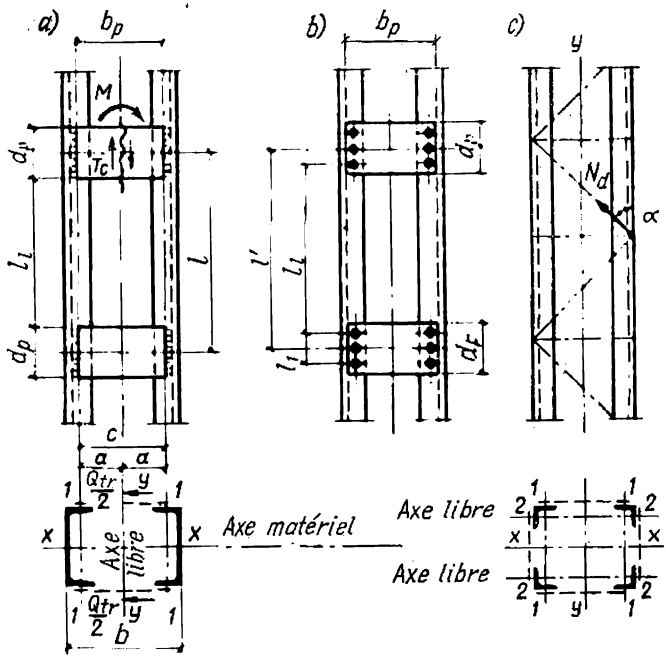



Fig. VIII.8. Pour le calcul d'un poteau en treillis à compression centrée

Il semble de prime abord que l'élancement du fût par rapport à l'axe libre devrait s'écrire

$$\lambda_y = l_y/r_y, \qquad \text{(VIII.5)}$$

avec $l_y$ la longueur de flambement du fût par rapport à $y$-$y$. Or, en réalité, l'élancement du poteau par rapport à l'axe libre s'avère être plus grand, à cause de la déformation élastique des plats ou des cornières du treillis. Il s'agit donc d'un élancement réduit, égal à $\lambda_{réd} = \mu_{réd}\lambda_y$ où $\mu_{réd} > 1$ est le facteur de réduction de l'élancement d'une barre élastique composée, fonction de la déformabilité des plats ou des cornières :

$$\mu_{réd} = \sqrt{1 + (\lambda_1/\lambda_y)^2}$$

pour un poteau avec des plats;

$$\mu_{réd} = \sqrt{1 + kF/(\lambda_y^2 F_d)}$$

pour un poteau en treillis de cornières.

Ainsi donc, l'élancement réduit est

$$\lambda_{réd} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \qquad \text{(VIII.6)}$$

pour les poteaux à plats et

$$\lambda_{réd} = \sqrt{\lambda_y^2 + k\frac{F}{F_d}} \qquad \text{(VIII.7)}$$

pour les poteaux en treillis de cornières.

Dans ces formules $\lambda_y = l_y/r_y$ est l'élancement du fût tout entier par rapport à l'axe libre, calculé par la formule (VIII.5); $\lambda_1 = l_1/r_1$, l'élancement du tronçon de lame compris entre deux plats par rapport à son axe propre (fig. VIII.8, *a*, *b*); $F$, l'aire de section totale du fût; $F_d$, l'aire de section de deux diagonales du treillis (dans deux plans différents); $k$, un coefficient qui varie en fonction de l'angle $\alpha$ que font les diagonales avec la lame:

pour $\alpha = 30°$ 40° 45 à 60°

on a $k = 45$ 31 27.

Le second terme sous radical dans (VIII.6) et (VIII.7) tient compte de l'élancement des lames et de la déformabilité des plats ou des cornières du treillis; il définit donc la disposition de ces éléments, dans la mesure où la variation de ces valeurs affecte l'élancement réduit.

Pour le calcul du coefficient $\varphi$, on retient le plus grand des deux élancements $\lambda_x$ ou $\lambda_{réd}$. Comme il suffit d'écarter les lames (c'est-à-dire augmenter la distance *a* sur la figure VIII.8, *a*) pour diminuer $\lambda_{réd}$ sans augmenter la quantité de métal dépensé et pour vérifier la condition $\lambda_{réd} \leqslant \lambda_x$, on conçoit qu'en choisissant la section à donner au fût d'un poteau composé, on cherche surtout à garantir un élancement correct par rapport à l'axe matériel.

Pour un fût comprimé constitué de quatre lames (fig. VIII.8, *c*), l'élancement réduit est

$$\lambda_{réd} = \sqrt{\lambda^2 + F\,(k_1/F_{d1} + k_2/F_{d2})}, \qquad \text{(VIII.8)}$$

où $\lambda$ est le plus grand élancement du fût tout entier par rapport à l'axe libre; $F_{d1}$ et $F_{d2}$ sont les aires des sections de deux diagonales des treillis contenus dans les plans respectivement perpendiculaires aux axes *1-1* et *2-2*; $k_1$ et $k_2$ sont analogues au coefficient $k$ pour chacun des plans concernés.

L'élancement de chacune des lames d'un poteau en treillis ne doit pas être supérieur:

— à 40, pour un poteau à plats;

— à l'élancement fictif du poteau dans son ensemble, pour un poteau à cornières.

Dans un poteau à compression centrée, les barres d'assemblage — plats ou cornières — sont calculées pour résister à un effort tranchant qui peut être engendré par la flexion dans les cas critiques (fig. VIII.9, *a*) ; à son tour, l'effort critique ne dépend que de la géométrie du fût. D'après les normes, la valeur de l'effort tranchant critique (en kN) provoquant le flambage est définie en fonction de la section du fût par les expressions

$$Q = 0{,}2F_{br}$$

pour l'acier de la classe C38/23 ;

$$Q = 0{,}4F_{br} \qquad \text{(VIII.9)}$$

pour l'acier de la classe C44/29 et des classes supérieures. Dans ces expressions $F_{br}$ est la section brute de la barre, $cm^2$.

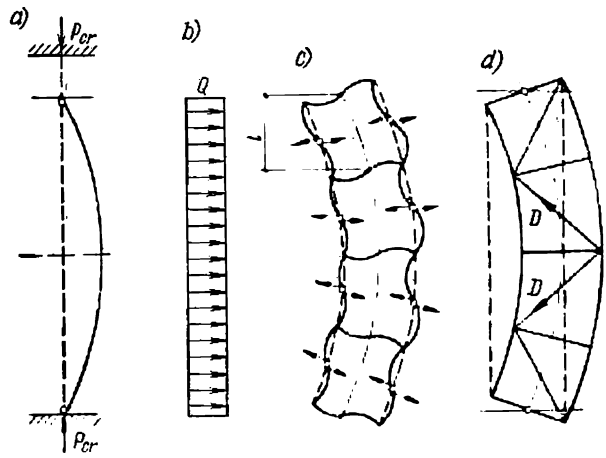



Fig. VIII.9. Pour le calcul des poteaux à plats et à cornières

On admet que l'effort tranchant $Q$ ne varie par sur la hauteur du fût (fig. VIII.9, *b*) et est uniformément réparti entre les plans des plats (treillis).

L'effort tranchant provoque une flexion du poteau. Les plats travaillent à la flexion et au cisaillement dans leurs plans respectifs comme les montants d'une ferme sans diagonales (fig. VIII.9, *c*), tandis que les barres des treillis travaillent à l'effort axial comme les diagonales et les montants d'une ferme (fig. VIII.9, *d*). Moins déformables que les poteaux à plats, les poteaux en treillis de cornières sont utilisés plus souvent pour supporter des charges élevées.

**Calcul et étude du fût d'un poteau en treillis.** De même que pour un poteau plein, on choisit la section à donner au fût d'un poteau en treillis en commençant par déterminer l'aire de section nécessaire, compte tenu de la charge de calcul et de la résistance de calcul du

matériau. A cet effet, on se donne à priori une valeur du coefficient $\varphi = 0{,}7$ à $0{,}9$. Puis on détermine l'aire de section nécessaire pour une lame à l'aide de la formule

$$F_1^n = N/(2\varphi R). \qquad \text{(VIII.10)}$$

Ensuite on choisit dans l'album le profilé en U ou la poutrelle possédant l'aire de section la plus proche de la valeur nécessaire et l'on vérifie son élancement par rapport à l'axe matériel $x$-$x$. Puis, en se servant de la formule (VIII.1), on vérifie la contrainte de calcul dans un poteau de section choisie en fonction de l'élancement par rapport à $x$-$x$. Ceci fait, on passe à l'étude de la section et à sa vérification par rapport à l'axe libre.

La disposition des barres des treillis et des lames du fût est choisie en cherchant à vérifier la condition $\lambda_{réd} \leqslant \lambda_x$.

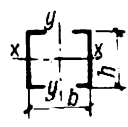
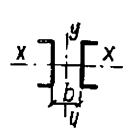
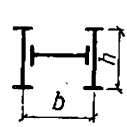
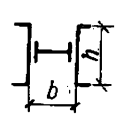
Si l'on admet, en première approximation, que l'écartement entre lames $2a$ d'un poteau à plats doit être tel qu'il y ait $\lambda_{réd} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \leqslant \lambda_x$, l'élancement que le poteau doit présenter par rapport à l'axe libre sera égal à

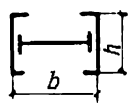
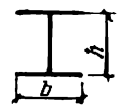
$$\lambda_y^n \leqslant \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}. \qquad \text{(VIII.11)}$$

On adopte généralement l'élancement de chaque lame $\lambda_1 = 30$ à 40. Après avoir déterminé $\lambda_y^n$, on calcule par la formule (VIII.5) le rayon de giration nécessaire $r_y = l_y/\lambda_y^n$, qui permet de déduire

*Tableau VIII.2*

**Valeurs approchées des rayons de giration des sections des poteaux**

| Section |  |  |  |  |
|---|---|---|---|---|
| $r_x$ | 0,38 $h$ | 0,38 $h$ | 0,32 $h$ | 0,32 $h$ |
| $r_y$ | 0,44 $b$ | 0,6 $b$ | 0,4 $b$ | 0,58 $b$ |

| Section |  | |  |
|---|---|---|---|
| $r_x$ | 0,32 $h$ | 0,43 $h$ | 0,42 $h$ |
| $r_y$ | 0,49 $b$ | 0,43 $b$ | 0,24 $b$ |

le moment d'inertie à assurer $J_y$ et, par conséquent, la cote $a$ dans la formule (VIII.4).

Pour faciliter le choix des sections des poteaux, on cite au tableau VIII.2 quelques valeurs approchées des rayons de giration pour différentes sections des poteaux pleins et en treillis.

La disposition des plats doit garantir l'élancement nécessaire de chaque lame, $l_1 = \lambda_1 r_1$. La longueur de flambement d'une lame est égale :

— en construction soudée : à l'écartement intérieur entre les plats (fig. VIII.8, *a*) ;

— en construction rivée : à l'écartement entre les rivets extrêmes des plats voisins (fig. VIII.8, *b*).

La longueur d'un plat $b_p$ dépend de l'écartement entre les lames. En construction soudée, le recouvrement varie entre 40 et 50 mm. La largeur des plats $d_p$ est définie par la facilité d'exécution des soudures ou de pose des rivets fixant le plat sur la lame du poteau. L'épaisseur des plats varie entre 6 et 12 mm ; elle doit faire l'objet d'un calcul spécial si le poteau doit supporter des charges élevées ; elle doit en outre vérifier la condition $b_p/\delta_p \leqslant 50$.

Les plats et leurs attaches sur la lame sont calculés pour résister à la force de cisaillement $T_p$ et au moment $M_p$ qui se produisent dans le plan du plat sous l'action d'un effort tranchant fictif $Q$ provoquant la flexion du fût (fig. VIII.10, *a*). On utilise à cet effet les formules

$$T_p = (Q_{tr} l)/c, \qquad \text{(VIII.12)}$$

$$M_p = (Q_{tr} l)/2, \qquad \text{(VIII.13)}$$

dans lesquelles $l$ est l'écartement des centres des plats ; $c$, l'écartement des lames d'axe en axe ; $Q_{tr} = Q/2$, l'effort tranchant sollicitant le système de plats contenus dans un même plan (fig. VIII.8, *a*) ; $Q$, l'effort tranchant calculé à l'aide des formules (VIII.9).

La résistance mécanique du plat est vérifiée par la formule

$$\sigma = M_p/W_p \leqslant R. \qquad \text{(VIII.14)}$$

Les cordons soudés qui attachent chaque extrémité du plat sur la lame sont calculés pour résister à la résultante du moment et de la force de cisaillement (fig. VIII.10, *b*) :

$$\sigma_{rés} = \sqrt{\sigma_c^2 + \tau_c^2} \leqslant R_{an}^s, \qquad \text{(VIII.15)}$$

où

$$\sigma_c = \frac{M_p}{W_c} = \frac{6M_p}{0{,}7h_c d_p^2}\ ; \quad \tau_c = \frac{T_p}{F_c} = \frac{T_p}{0{,}7h_c d_p}.$$

En construction rivée, on prend en considération les mêmes sollicitations que ci-dessus (fig. VIII.10, *c*). Ce sont les rivets extrêmes, les plus sollicités, qui doivent être calculés.

La composante horizontale de l'effort (due au moment) de cisaillement du rivet extrême est

$$N_1 = M_p \frac{l_1}{\sum l^2}, \qquad \text{(VIII.16)}$$

où $\sum l^2 = l_1^2 + l_2^2 + \ldots$, en fonction du nombre de rivets jumelés symétriques par rapport à l'axe du plat.

La composante verticale de l'effort (due à la force de cisaillement) dans le rivet extrême est

$$T_1 = T_p/n, \qquad \text{(VIII.17)}$$

où $n$ est le nombre de rivets à une extrémité du plat.

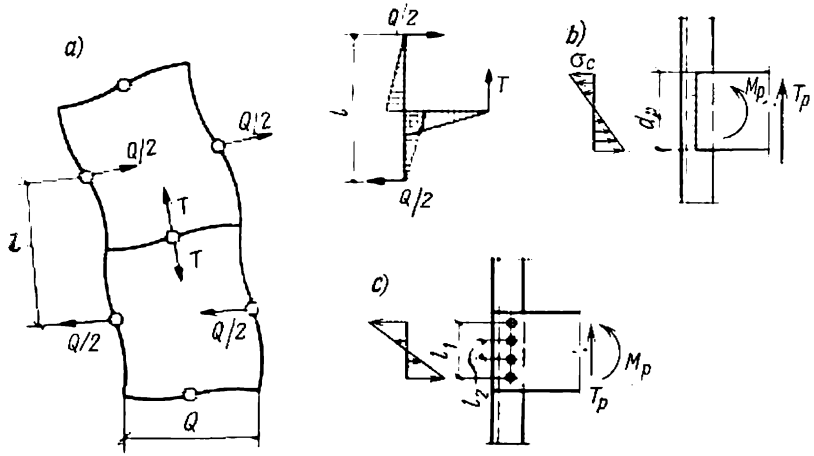



**Fig. VIII.10. Pour le calcul des attaches des plats**

L'effort de référence $N^r$ (résultante) ne doit pas dépasser l'effort que peut supporter un rivet isolé :

$$N^r = \sqrt{N_1^2 + T_1^2} \leqslant [N]^r_{cis}. \qquad \text{(VIII.18)}$$

Les barres du treillis sont calculées pour résister aux efforts axiaux provoqués par l'effort tranchant $Q$ qui produit le flambement.

L'effort de compression dans une diagonale, pour le cas où les treillis sont disposés dans deux plans parallèles, est calculé de la même façon que pour les barres des treillis d'une ferme :

$$N_d = \frac{Q}{2 \sin \alpha}, \qquad \text{(VIII.19)}$$

où $\alpha$ est l'angle entre diagonale et lame.

Pour les constructions en acier 3, on admet que l'effort tranchant fictif $Q$ provoquant le flambage est égal à $0{,}2F_{br}$ (en kN), où $F_{br}$ est l'aire de section totale du poteau (en cm$^2$). La contrainte dans

la diagonale ne doit pas dépasser la résistance de calcul

$$\sigma = \frac{N_d}{m\varphi F_d} = \frac{0{,}2F_{br}}{m \cdot 2 \sin \alpha \cdot \varphi F_d} \leqslant R, \qquad \text{(VIII.20)}$$

où $F_d$ est l'aire de section d'une diagonale de treillis.

Si la section d'une diagonale est constituée par une cornière isolée à ailes égales, attachée d'un seul côté (par une aile), la résistance de calcul est minorée en introduisant un coefficient des conditions du travail $m = 0{,}75$. Ce coefficient n'est pas introduit lorsque la cornière à ailes inégales est attachée sur le poteau par l'aile large.

En tenant compte du coefficient des conditions du travail, on calcule l'attache des diagonales sur les lames du poteau de telle façon qu'elle puisse résister à la force

$$N_d^a = N_d/m, \qquad \text{(VIII.21)}$$

où $N_d^a$ est l'effort de calcul dans l'attache ; $N_d$ est l'effort dans la diagonale.

Le plus petit profil utilisé comme barre de treillis d'un poteau soudé est une cornière 45 × 5 ; en construction rivée, le plus petit profil est déterminé par le diamètre des rivets adopté. L'élancement limite d'une barre de treillis est $\lambda = 150$.

Généralement, les diagonales du treillis sont centrées sur le bord extérieur de la lame (fig. VIII.8, *c*) ; en construction soudée, les diagonales sont centrées par leurs talons (voir fig. VIII.7, *a*), et en construction rivée, par les lignes de trusquinage (voir fig. VIII.7, *b*).

Pour éviter la torsion du fût, quelle que soit la charge imposée au poteau en treillis, on place des diaphragmes transversaux tous les 4 m environ de la hauteur du fût. Les diaphragmes peuvent être constitués par une tôle (fig. VIII.11, *a*) ou par des cornières fig. VIII.11, *b*).

EXEMPLE VIII.2. Dimensionner la section d'un poteau soudé à compression centrée, constitué de deux profilés en U (fig. VIII.12) ; calculer et étudier deux variantes du treillis : en plats et en cornières.

Charge de calcul sur le poteau 1400 kN, hauteur du poteau 6,8 m. Pied de poteau articulé, tête de poteau articulée et contreventée de façon à empêcher tout déplacement horizontal.

Matériau du poteau : acier BCт3. Electrodes Э42.

*Choix de la section à donner au poteau.* On cherche d'abord l'aire de section d'une lame par la formule (VIII.10) en se donnant un coefficient $\varphi = 0{,}85$ :

$$F_1^n = \frac{N}{2\varphi R} = \frac{1400}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 21} \text{ cm}^2 = 39{,}2 \text{ cm}^2.$$

On choisit dans l'album le profilé possédant les paramètres convenables : c'est un profilé en Un° 30, aire de section $F_1 = 40{,}5$ cm², rayons de giration $r_x = 12$ cm, $r_y = 2{,}84$ cm.

*Vérification du poteau au flambement par rapport à l'axe matériel.* Longueur de flambement égale dans les deux directions $l_0 = \mu l = 1 \times 6{,}8 = 6{,}8$ m ;

$$\lambda_x = l_0/r_x = 680/12 = 56{,}7 ; \quad \varphi_x = 0{,}835 ;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x F} = \frac{1400}{0{,}835 \cdot 2 \cdot 40{,}5} \text{ kN/cm}^2 = 20{,}7 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

*Etude de la section.* On détermine d'abord l'écartement entre lames. Soit l'élancement d'une lame $\lambda_1 = 30$. On a alors l'écartement entre lames ou la

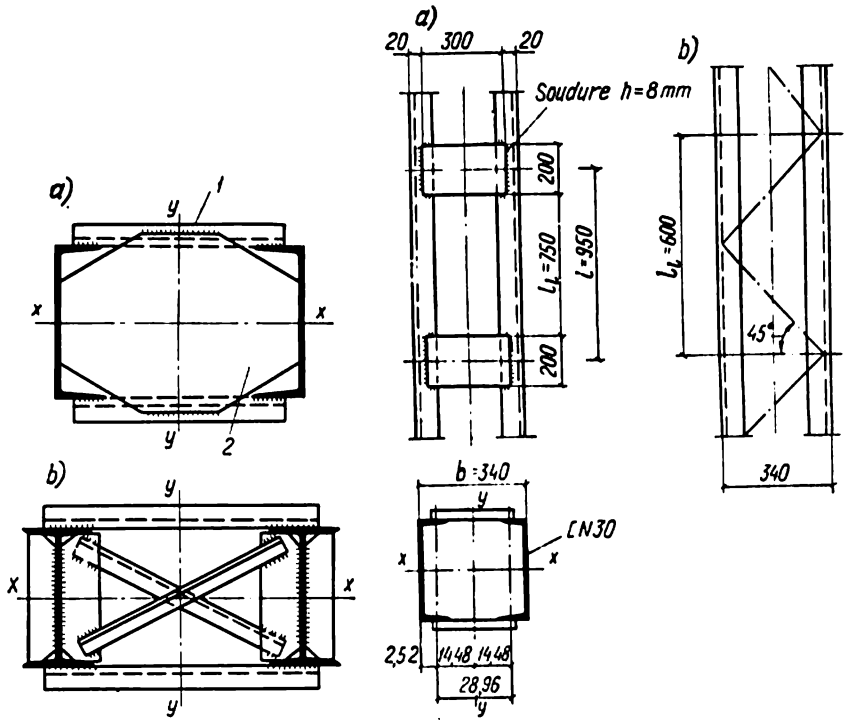



Fig. VIII.11. Diaphragmes des poteaux en treillis :
1 — plats entretoises du treillis ; 2 — diaphragme en tôle

Fig. VIII.12. Pour l'exemple VIII.2

ongueur d'une lame $l_1 = \lambda_1 r_1 = 30 \cdot 2{,}84$ cm $= 85{,}2$ cm. Pour assurer les intervalles égaux suivant la hauteur du poteau (fig. VIII.5), on retient $l_1 = 75$ cm.

Pour déterminer l'écartement minimal entre lames garantissant l'égale stabilité du poteau dans les deux directions, on cherche l'élancement nécessaire par rapport à l'axe libre de la section à l'aide de la formule (VIII.11) :

$$\lambda_y^n = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{56{,}7^2 - 30^2} = 48.$$

Le rayon de giration nécessaire de la section par rapport à l'axe libre est

$$r_y = l_y/\lambda_y^n = 680/48 \text{ cm} = 14{,}2 \text{ cm}.$$

On trouve dans le tableau VIII.3, pour une section à deux profilés en U, $r_y = 0{,}44\, b$, d'où l'écartement nécessaire $b = r_y/0{,}44 = 14{,}2/0{,}44 = 32{,}3$ cm ; soit $b = 34$ cm (fig. VIII.12).

*Vérification du poteau au flambement par rapport à l'axe libre.* On détermine d'abord l'élancement fictif du poteau de section donnée d'après la formule (VIII.6) ; à cet effet, on établit la géométrie rationnelle de la section

$$J_y = 2\,(J_0 + a^2F_1) = 2\,(327 + 14{,}48^2 \cdot 40{,}5) = 17\,600 \text{ cm}^4;$$

$$r_y = \sqrt{17\,600/2 \cdot 40{,}5} = 14{,}7 \text{ cm}; \quad \lambda_y = 680/14{,}7 = 46{,}3.$$

Elancement d'une lame $\lambda_{l1} = 75/2{,}84 = 26{,}4$ ; $\varphi_{l1} = 0{,}953$.

Elancement réduit :

$$\lambda_{réd} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{l1}^2} = \sqrt{46{,}3^2 + 26{,}4^2} = 53{,}3; \quad \varphi_y = 0{,}851;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y F} = \frac{1400}{0{,}851 \cdot 2 \cdot 40{,}5} \text{ kN/cm}^2 = 20{,}3 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

*Vérification de la lame de poteau au flambement par rapport à l'axe 1-1* (voir formule (VIII.1)) :

$$\sigma = \frac{N_{l1}}{\varphi_{l1} F_{l1}} = \frac{700}{0{,}953 \cdot 40{,}5} \text{ kN/cm}^2 = 18{,}1 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2,$$

où $N_{l_1} = \frac{1}{2} N = \frac{1}{2} 1400 = 700$ kN est l'effort longitudinal dans une lame.

*Calcul des éléments d'assemblage*

*Plats.* On calcule l'effort tranchant fictif sollicitant le système de plats contenus dans un même plan. A l'aide de la formule (VIII.9) on a pour l'acier 3 :

$$Q_{tr} = \frac{0{,}2F}{2} = \frac{0{,}2 \cdot 2 \cdot 40{,}5}{2} \text{ kN} = 8{,}1 \text{ kN},$$

où le dénominateur 2 correspond au nombre de plans des plats.

On détermine la force de cisaillement et le moment exercés sur chaque plat à l'aide des formules (VIII.12) et (VIII.13) (fig. VIII.12, *a*) :

$$T_p = \frac{Q_{tr} l}{c} = \frac{8{,}1 \cdot 95}{28{,}96} = 26{,}6 \text{ kN}; \quad M_p = \frac{Q_{tr} l}{2} = \frac{8{,}1 \cdot 95}{2} = 385 \text{ cm} \cdot \text{kN}.$$

Soient l'épaisseur du plat $\delta_p = 8$ mm, la hauteur du plat $d_p = 200$ mm. Le module de résistance de la section d'un plat sera

$$W_p = \frac{\delta_p d_p^2}{6} = \frac{0{,}8 \cdot 20^2}{6} \text{ cm}^3 = 53{,}4 \text{ cm}^3.$$

Contrainte de calcul de flexion dans le plat

$$\sigma = M_p / W_p = \frac{385}{53{,}4} = 7{,}2 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Comme épaisseur des cordons de soudure attachant les plats sur les lames du poteau, on retient $h_c = 8$ mm (seuls sont considérés les tronçons verticaux du cordon de soudure).

Module de résistance du cordon

$$W_c = \frac{0{,}7 h_c d_p^2}{6} = \frac{0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 20^2}{6} \text{ cm}^3 = 37{,}3 \text{ cm}^3.$$

Aire de section du cordon $F_c = 0{,}7\, h_c d_p = 0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 20 \text{ cm}^2 = 11{,}2 \text{ cm}^2$

Contraintes de flexion et de cisaillement produites dans le cordon de soudure :

$$\sigma_c = \frac{M_p}{W_c} = \frac{385}{37{,}3} \text{ kN/cm}^2 = 10{,}3 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau_c = \frac{T_p}{F_c} = \frac{26{,}6}{11{,}2} \text{ kN/cm}^2 = 2{,}38 \text{ kN/cm}^2.$$

Contrainte résultante

$$\sigma_{\text{rés}}=\sqrt{\sigma_c^2+\tau_c^2}=\sqrt{10,3^2+2,38^2}\ \text{kN/cm}^2=$$

$$=10,6\ \text{kN/cm}^2<R_y^s=15\ \text{kN/cm}^2.$$

*Treillis de cornières.* On dessine un treillis simple en V, à diagonales inclinées de 45° sur la verticale (fig. VIII.12, *b*).

Pour les diagonales, on choisit des cornières 50 × 5 ($F = 4,8$ cm², $r_{\min} = 0,98$ cm).

Longueur d'une diagonale entre nœuds du treillis:

$$l_d=\frac{l_1}{2}\cdot\frac{1}{\cos\alpha}=\frac{60}{2}\cdot\frac{1}{0,707}=42\ \text{cm};$$

$$\lambda_d=\frac{l_d}{r_{\min}}=\frac{42}{0,98}=42,9;\quad \varphi=0,894.$$

Cherchons les efforts de compression dans une diagonale provoqués par l'effort tranchant:

$$N_d=\frac{0,2F}{2\sin\alpha}=\frac{0,2\cdot2\cdot40,5}{2\cdot0,707}\ \text{kN}=11,5\ \text{kN}.$$

Contrainte dans la diagonale:

$$\sigma=\frac{N_d}{m\varphi F_d}=\frac{11,5}{0,75\cdot0,894\cdot4,8}\ \text{kN/cm}^2=3,6\ \text{kN/cm}^2<R=21\ \text{kN/cm}^2.$$

Vérifions le poteau au flambement par rapport à l'axe libre pour le cas d'un treillis en cornières. D'après la formule (VIII.7), l'élancement réduit est

$$\lambda_{\text{réd}}=\sqrt{\lambda_y^2+k\frac{F}{F_d}}=\sqrt{46,3^2+27\frac{2\cdot40,5}{2\cdot4,8}}=48,7;\quad \varphi_y=0,872;$$

$$\sigma=\frac{N}{\varphi_y F}=\frac{1400}{0,872\cdot2\cdot40,5}=19,8\ \text{kN/cm}^2<R=21\ \text{kN/cm}^2.$$

Avec $h_c = 4$ mm, on cherche la longueur théorique des cordons de soudure attachant les cornières aux lames du poteau:

$$l_c=\frac{N_d}{m\cdot0,7h_cR_y^s}=\frac{11,5}{0,75\cdot0,7\cdot0,4\cdot15}\ \text{cm}\approx4\ \text{cm}.$$

Soit donc la longueur constructive totale des deux soudures (au talon et en rive de la cornière)

$$l_c=l_c^{\text{tal}}+l_c^{\text{riv}}=5+5=10\ \text{cm}>l_c^n=4\ \text{cm}.$$

La stabilité de la lame de poteau par rapport à l'axe *1-1* est garantie, car $\lambda_1 = 60/2,84 = 21 < \lambda_{\text{réd}}$.

## § 41. POTEAUX À COMPRESSION EXCENTRÉE (POTEAUX COMPRIMÉS ET FLÉCHIS)

On rencontre les poteaux à compression excentrée le plus souvent dans les ossatures des bâtiments industriels où ils font partie de la charpente transversale rigide des halles (portiques transversaux).

### *1. Types des poteaux à compression excentrée utilisés dans les bâtiments industriels*

Dans les bâtiments industriels, on utilise les poteaux de trois types (au point de vue de la construction du fût).

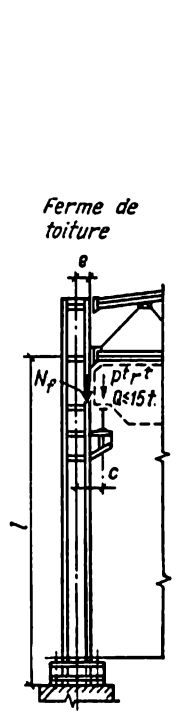



Fig. VIII.13. Poteau à section constante

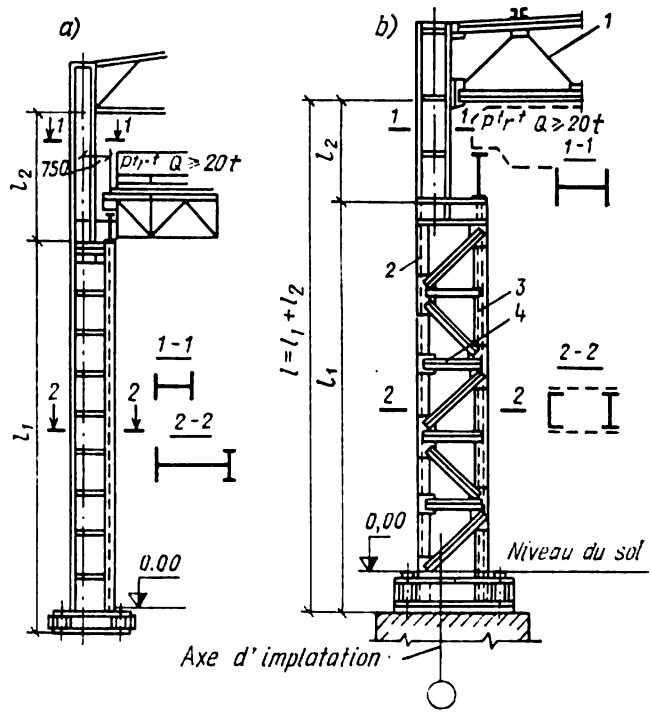



Fig. VIII.14. Poteaux à section décroissante (poteaux étagés):
*a*) pleins; *b*) en treillis: *1* — ferme de toiture; *2* — lame extérieure (supportant la toiture); *3*—lame inférieure (sous poutre de roulement); *4* — diaphragme raidisseur

*Poteaux à section constante.* On utilisait les poteaux de ce type dans les halles équipées d'un pont roulant de 10 à 15 t (fig. VIII.13).

*Poteaux à section décroissante (étagés), pleins et en treillis.* Ils sont les plus répandus, car ils peuvent supporter les charges les plus lour-

des (fig. VIII.14). La partie basse du poteau, de longueur $l_1$, est située au-dessous de la poutre de roulement du pont roulant; la partie haute appelée *baïonnette*, de longueur $l_2$, est située au-dessus de la poutre de roulement. Dans le cas où le poteau est extérieur, c'est-à-dire lorsque le pont roulant est situé d'un seul côté du poteau, on distingue dans la section de celui-ci deux lames:

— la lame intérieure, ou «membrure sous poutre», qui subit directement la pression des ponts roulants;

— la lame extérieure, qui supporte la toiture (fig. VIII.14).

Dans un poteau plein les deux lames sont assemblées par une tôle, et dans un poteau en treillis, par des treillis de cornières situés dans deux plans différents

*Poteaux jumelés* (fig. VIII.15). Ils conviennent pour des ponts roulants lourds ($Q > 150$ t) et relativement bas (15 à 20 m). Le montant sous poutre (petite lame du poteau jumelé) est assemblé avec le poteau proprement dit (grande lame supportant la toiture) par un certain nombre de plats horizontaux. Ces plats étant peu rigides dans le plan vertical, le montant sous poutre subit une compression centrée qui provient de la pression du pont roulant; cette compression n'est donc pas transmise à la grande lame.

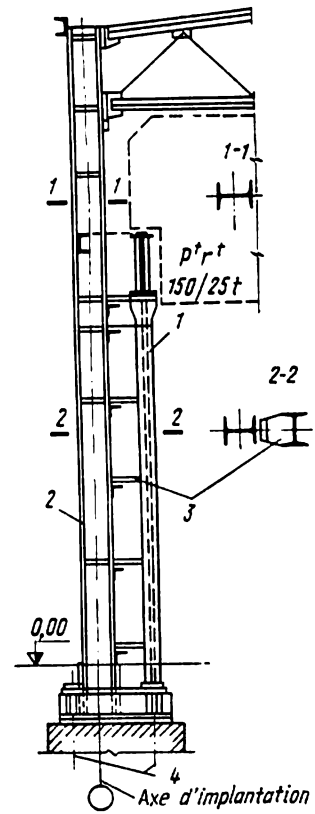



Fig. VIII.15. Poteau jumelé: *1*—montant sous poutre; *2*—grand montant; *3*—plats d'assemblage horizontaux; *4*—boulons d'ancrage

### 2. *Types et géométries des sections des poteaux à compression excentrée*

La hauteur de section $h$ d'un poteau à section constante est choisie en fonction de la hauteur $l$ du poteau: on a $h \approx 1/15\ l$ pour $l = 10$ à 12 m; $h \approx 1/18\ l$ pour $l = 14$ à 16 m; $h \approx 1/20\ l$ pour $l \geqslant 20$ m. La section est soudée en forme de H.

Dans un poteau à section décroissante, la hauteur de section de la baïonnette varie entre 1/8 et 1/12 de sa hauteur $l_2$. On adopte généralement la hauteur de section égale à 500 mm; cette valeur est portée à 1000 mm si $l_2$ est important, le pont roulant est lourd ($Q > 100$ t) ou s'il est nécessaire de ménager une ouverture dans l'âme du poteau. L'axe de la baïonnette, qui coïncide avec le milieu de la section, est souvent confondu avec l'axe d'implantation. La

distance entre l'axe d'implantation et la face extérieure du poteau constitue 250 ou 500 mm.

La baïonnette d'un poteau étagé a généralement une section soudée en H (fig. VIII.14). La partie basse peut avoir une section pleine (fig. VIII.16, *a*) ou en treillis (fig. VIII.16, *b*). Les poteaux extérieurs à lame sous poutre unique ont une section dissymétrique (fig. VIII.16, *a*, *b*) ; les poteaux intermédiaires marquant les extrémités des travées voisines et supportant des ponts roulants à charge

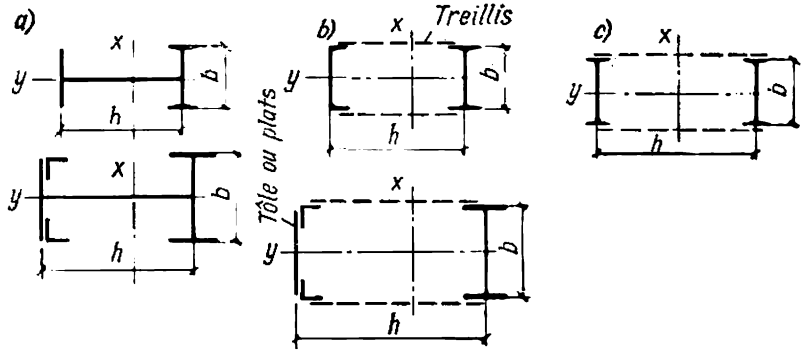



Fig. VIII.16. Types des sections de la partie sous poutre des poteaux étagés

identique ont une section symétrique (fig. VIII.16, *c*). La lame intérieure (sous poutre) a généralement une section en I ; la lame extérieure (supportant la toiture) a une section en U ou est constituée par un plat à surface extérieure lisse, nécessaire pour la bonne adhérence des panneaux des murs. Dans la mesure du possible, on cherche à constituer les deux lames en profilés laminés.

La hauteur de section de la partie basse d'un poteau étagé est définie par les portées standards des ponts roulants (multiples de 0,5 m) et par celles des halles (multiples de 6 m). L'écartement $\lambda$ entre l'axe du chemin de roulement du pont et l'axe d'implantation (fig. VIII.17) est le plus souvent égal à 0,75 m ou à 1 m, compte tenu du gabarit d'approche des ponts par rapport aux poteaux.

*Tableau VIII.3*

**Valeurs minimales du rapport $h/l_1$ entre la hauteur de section et la hauteur sous poutre du poteau**

| Hauteur sous poutre $l_1$, m | Poteau plein | Poteau en treillis |
|---|---|---|
| < 10 à 12 | 1/10 à 1/14 | 1/9 à 1/12 |
| 15 à 20 | 1/12 à 1/16 | 1/11 à 1/14 |
| 25 à 30 | 1/15 à 1/20 | 1/13 à 1/17 |

La hauteur de section $h$ du poteau est aussi fonction de la hauteur du poteau, car celle-ci détermine la rigidité caractérisée par les flèches horizontales. Le tableau VIII.3 cite quelques rapports entre la hauteur de section $h$ et la hauteur sous poutre $l_1$ du poteau, généralement adoptés dans la pratique et suffisants pour garantir la bonne rigidité de l'ensemble.

Les poteaux pleins sont un peu plus rigides que les poteaux en treillis ; quoique plus faciles à fabriquer, ils deviennent cependant moins économiques dès que la largeur atteint 1,2 à 1,5 m et plus.

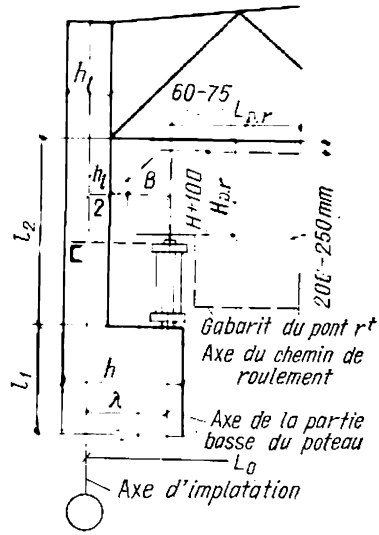



Fig. VIII.17. Disposition des axes et gabarit d'approche du pont roulant par rapport au poteau étagé :
$L_0$ : portée du bâtiment

### 3. *Calcul et étude du fût d'un poteau à compression excentrée*

*Poteaux pleins.*

Au calcul d'un poteau soumis à la compression excentrée par rapport à l'axe, il est toujours possible de reporter la compression à l'axe du poteau en introduisant un moment fléchissant. Par axe de poteau, on entend la ligne des centres de gravité des sections. Si le poteau est étagé, son axe est brisé (fig. VIII.17 et VIII.22, *b*), ce qu'on doit prendre en considération en déterminant les moments qui sollicitent le poteau. En choisissant et en vérifiant la section à donner à un poteau plein à compression excentrée, on prend donc en considération la force longitudinale $N$ appliquée axialement et le moment $M$ dont les valeurs s'obtiennent par calcul statique du portique ou du poteau isolé.

On choisit le type du poteau, ainsi que le type et la hauteur de section en établissant le schéma général de l'ouvrage.

Après avoir choisi la hauteur de section, on calcule l'aire de section nécessaire.

On a vu au § 12 que la vérification d'une barre comprimée et fléchie au flambement dans le plan d'action du moment se fait à l'aide de la formule (cf. la formule (II.36))

$$\sigma = \frac{N}{\varphi^{\text{exc}} F_{\text{br}}} \leqslant R, \qquad \text{(VIII.22)}$$

dans laquelle $\varphi^{\text{exc}}$ est le coefficient de réduction de la résistance de calcul à la valeur de la contrainte critique de l'élément donné, qui,

pour les barres pleines, est défini en fonction de l'élancement fictif $\bar{\lambda}$ de la barre et de l'excentricité réduite $m_1$ (voir Annexe 6).

L'excentricité réduite $m_1$ se calcule par la formule

$$m_1 = \eta m = \eta \frac{e}{\rho} = \eta \frac{M}{N} \cdot \frac{F_{br}}{W_{br}}, \qquad \text{(VIII.23)}$$

où $e = M/N$ est l'excentricité de la force longitudinale dans le plan de flexion (dans un poteau étagé, $M$ est le plus grand sur le tronçon de section constante); $\rho = W_{br}/F_{br}$ est le rayon du noyau central de la section, cm; $\eta$ est le coefficient d'influence de la forme de section (on a pour les poteaux $\eta \approx 1{,}3$ à $1{,}6$).

Elancement fictif $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E}$.

Pour évaluer approximativement l'aire de section nécessaire $F_n$, on peut déterminer le rayon du noyau central de la section en se donnant le rayon de giration en fonction de la hauteur de section (voir tableau VIII.2) et la distance $z_i$ entre la lame le plus fortement comprimée et le centre de gravité du poteau:

$$\rho = W/F = r^2/z_i. \qquad \text{(VIII.24)}$$

On a pour un poteau intermédiaire de section symétrique $z_i = 0{,}5\,h$, où $h$ est la hauteur de section. Pour un poteau d'extrémité à section dissymétrique $z_i$ varie entre $0{,}4\,h$ et $0{,}6\,h$.

Retenant la valeur moyenne de $\eta = 1{,}5$ et $r_x = 0{,}42\,h$ (voir tableau VIII.2), on peut, en choisissant la section à donner au poteau, prendre en première approximation

$$m_1 = \eta \frac{e}{\rho} = 1{,}5 \frac{e 0{,}5h}{(0{,}42h)^2} \approx 4{,}3 \frac{e}{h}. \qquad \text{(VIII.25)}$$

L'élancement du poteau peut varier entre 50 et 90.

Lorsque l'excentricité est plus marquée ($m_1 > 4$), l'influence de la force normale et de l'élancement diminue, aussi peut-on se servir de la formule à deux termes

$$\sigma = N/(F\varphi) + M/W \leqslant R. \qquad \text{(VIII.26)}$$

Avec cette formule, on choisit approximativement l'aire de section nécessaire $F_n$.

Pour $\varphi = 0{,}8$ et $\rho = 0{,}35\,h$, il vient

$$F_n = \frac{N}{R}\left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e}{\rho}\right) \approx \frac{N}{R}\left(1{,}25 + 2{,}8\frac{e}{h}\right). \qquad \text{(VIII.27)}$$

L'élancement du poteau $\lambda$ est défini par la formule (II.16).

La longueur de flambement, définie par le facteur de réduction de la longueur $\mu$, est le paramètre principal permettant de calculer les barres au flambement; on admet qu'elle est équivalente à la longueur d'une barre articulée de même rigidité.

Pour les poteaux de section constante à conditions d'attache des extrémités nettement définies (extrémité supérieure libre, articu-

lations immobilisées, encastrement parfait), on prend le facteur $\mu$ conformément au tableau II.10.

Les longueurs de flambement des poteaux qui constituent les montants des portiques transversaux des bâtiments sont les solutions des équations de stabilité qui tiennent compte de la déformation de l'axe élastique de la barre en fonction d'un argument sans dimension $u = l\sqrt{N/(EJ)}$ [23, 65].

La moins grande racine positive de l'équation de stabilité caractérise la valeur critique de la force et définit la valeur critique de l'argument $u_{cr}$, donc le facteur de réduction de la longueur $\mu$.

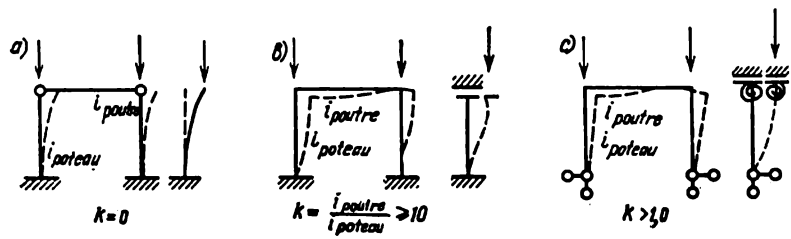



Fig. VIII.18. Etude de la stabilité des portiques à simple travée

La formule d'Euler établit la relation entre $u_{cr}$ et $\mu$ pour le barres à différentes conditions d'attache:

$$N_E = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2} = \frac{\pi^2 EJ}{(\mu l)^2} = \frac{u_{cr}^2 EJ}{l^2}, \qquad \text{(VIII.28)}$$

où $\mu = \pi/u_{cr}$.

Les coefficients des équations de stabilité étant des fonctions transcendantes de l'argument $u$, ces équations n'admettent pas de solution généralisée. Leurs solutions numériques peuvent être exprimées en fonction des paramètres du portique et mises sous forme tabulaire.

Pour calculer les valeurs des forces critiques pour les montants des portiques, on consent quelques simplifications:

1. On suppose que toutes les charges exercées sur le portique sont concentrées dans ses nœuds.

2. Dans le cas d'un portique à simple travée, on considère que la charge critique est appliquée sur les deux montants simultanément, ce qui permet de faire abstraction de l'influence de la raideur et du degré de sollicitation du poteau voisin en considérant le poteau comme une barre indépendante, soit encastrée en bas et libre en translation en haut (fig. VIII.18, *a*, *b*), soit articulée en bas et partiellement encastrée en haut (fig. VIII. 18, *c*).

3. Dans les portiques à travées multiples (deux ou plus) supportant une couverture rigide ou équipés de pièces de contreventement longitudinales placées entre les têtes des poteaux, on admet que toutes les charges critiques ne peuvent pas agir en même temps

sur tous les poteaux. On considère donc que l'appui supérieur d'un montant du portique est immobile, quel que soit l'assemblage du poteau avec la poutre principale (articulé ou encastré). Dans ce cas encore, on peut considérer le poteau comme une barre indépendante à conditions d'attache différentes de ses extrémités.

*Tableau VIII.4*

**Valeurs du facteur μ pour les poteaux à section constante**

| Mode d'ancrage du poteau | $k$ | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0 | 0,2 | 0,3 | 0,5 | 1 | 2 | 3 | ⩾ 10 |
| Encastrement . . . . . | 2 | 1,5 | 1,4 | 1,28 | 1,16 | 1,08 | 1,06 | 1 |
| Articulation | — | 3,42 | 3 | 2,63 | 2,33 | 2,17 | 2,11 | 2 |

Pour un poteau à section constante relié rigidement ou élastiquement avec la poutre principale du portique et encastré ou articulé dans son massif de fondation, on choisit le facteur μ dans le tableau VIII.4 en fonction du rapport $k$ des rigidités de la poutre et du poteau :

$$k = i_{\text{poutre}}/i_{\text{poteau}}, \qquad \text{(VIII.29)}$$

où $i_{\text{poutre}} = J_{\text{poutre}}/L$ ; $i_{\text{poteau}} = J_{\text{poteau}}/l$ ; $J_{\text{poutre}}$ est le moment d'inertie de la poutre au milieu de la portée ; $L$ est la portée de la poutre du portique ; $J_{\text{poteau}}$ est le moment d'inertie du poteau ; $l$ est la hauteur du poteau sous l'entrait.

Si c'est une ferme de toiture qui sert de poutre du portique, on a

$$J_{\text{poutre}} = 0{,}75\,(F_{\text{m. sup}} z_{\text{sup}}^2 + F_{\text{m. inf}} z_{\text{inf}}^2), \qquad \text{(VIII.30)}$$

où $F_{\text{m.sup}}$ et $F_{\text{m.inf}}$ sont les aires de sections des membrures supérieure et inférieure ; $z_{\text{sup}}$ et $z_{\text{inf}}$ sont les distances entre le centre de gravité de chaque membrure et le centre de gravité commun des deux membrures au milieu de la portée.

On a $k = 0$ si la poutre du portique est articulée sur le poteau.

Pour un poteau étagé du portique d'un bâtiment industriel sans étages, encastré dans son massif de fondation par boulons d'ancrage, on distingue deux facteurs de réduction de la longueur : $\mu_1$ pour la partie basse et $\mu_2$ pour la partie haute du poteau. Deux cas sont à distinguer ici : dans le premier cas, lorsque le portique est à simple travée, le poteau est assimilé à une barre verticale indépendante dont l'extrémité supérieure est libre en translation (comme c'est le cas sur la figure VIII.18, *a*, *b*), c'est-à-dire qu'on suppose que la réaction horizontale à l'appui et l'effort tranchant $Q$ sont nuls. On a alors une ligne d'action des efforts de compression bien définie et parallèle à l'axe non déformé de la barre (fig. VIII.19, *a*, *b*) [49].

La condition de stabilité se définit par une équation unique en onction de deux paramètres :

$$k_1 = \frac{i_2}{i_1} = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2} \; ; \quad c_1 = \frac{u_2}{u_1} = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{P_2 J_1}{P_1 J_2}}, \qquad \text{(VIII.31)}$$

où $l_1$, $J_1$, $P_1$ sont respectivement la hauteur, le moment d'inertie et l'effort longitudinal pour la partie basse du poteau ; $l_2$, $J_2$, $P_2$ : idem, pour la partie haute.

On cherche $\mu_1$ en fonction de ces paramètres dans le tableau de l'annexe 9 lorsque la poutre du portique est articulée sur les poteaux, et de l'annexe 10, quand les poteaux sont encastrés dans la poutre.

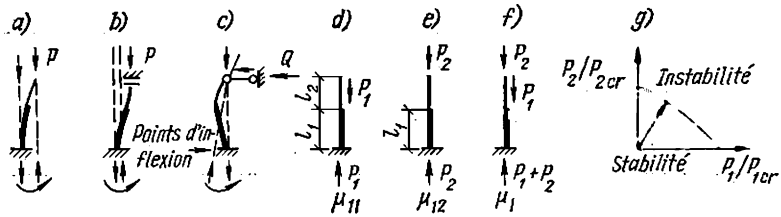



Fig. VIII.19. Pour le calcul du facteur $\mu$ pour les poteaux à un étage

En considérant les tronçons de poteaux à $l$, $J$ et $P$ différents, on suppose que le rapport entre les forces critiques dans les différents tronçons est égal au rapport entre les forces longitudinales maximales sollicitant le poteau, ce qui signifie que le poteau passe à l'état critique après une augmentation proportionnelle et simultanée des charges dans les deux parties (cas de sollicitation simple) ; $P_1^{cr}/P_2^{cr} = P_1/P_2 = \text{const}$.

On suppose alors que $c_1 = u_2/u_1 = u_2^{cr}/u_1^{cr} = \mu_1/\mu_2$, d'où l'on déduit la valeur de $\mu_2$ définie par les conditions réelles de travail du poteau :

$$\mu_2 = \mu_1/c_1 \leqslant 3. \qquad \text{(VIII.32)}$$

Puisque le calcul d'un portique doit se faire en tenant compte des différents cas de charge, donc de différentes valeurs de $P$, en déterminant les longueurs de flambement on, ne retient que la valeur la plus élevée de $P$ dans un tronçon quelconque du poteau et l'on conserve la valeur de $\mu$ obtenue, quel que soit le cas de charge.

Dans les portiques aux rapports $l_2/l_1 \leqslant 0{,}6$ et $P_1/P_2 \geqslant 3$, les valeurs de $\mu$ diffèrent peu de la moyenne ; pour simplifier le calcul, les normes prévoient dans ces cas le choix du facteur $\mu$ dans le tableau VIII.5.

Dans le second cas, qui concerne les portiques à travées multiples (deux ou plus), on peut, en déterminant la longueur de flambement, considérer que l'extrémité supérieure du poteau est fixe, c'est-à-dire que l'effort tranchant $Q$ en tête de poteau est non nul et que la ligne

*Tableau VIII.5*

**Valeurs du facteur μ pour les poteaux à un étage des portiques des bâtiments industriels sans étages**

| Effort tranchant en tête du poteau | Mode d'attache de l'extrémité supérieure | Facteur $\mu_1$ pour la partie basse, avec | | Facteur $\mu_2$ pour la partie haute |
|---|---|---|---|---|
| | | $0,3 \geqslant J_2/J_1 \geqslant 0,1$ | $0,1 > J_2/J_1 \geqslant 0,05$ | |
| $Q=0$ | Extrémité libre | 2,5 | 3 | 3 |
| | Extrémité immobilisée en rotation uniquement | 2 | 2 | 3 |
| $Q \neq 0$ | Extrémité articulée immobile | 1,6 | 2 | 2,5 |
| | Extrémité immobile en translation et en rotation | 1,2 | 1,5 | 2 |

d'action des efforts de compression peut s'écarter de la verticale (fig. VIII.19, *c*). Alors, en raison de l'existence d'un gradin et de deux forces $P_1$ et $P_2$ (fig. VIII.19, *f*), la condition de stabilité se résume par deux équations à coefficients transcendants et à deux paramètres.

Pour ne pas avoir à consulter des tableaux différents pour les différents rapports entre $P_1$ et $P_2$, les normes préconisent une méthode approchée. On considère d'abord la force $P_1$ isolément, en déterminant la force critique pour la partie basse $P_1^{cr}$ et le facteur $\mu_{11}$ (fig. VIII.19, *d*), puis on considère la force $P_2$ isolément, en déterminant de même la force critique $P_2^{cr}$ et le facteur $\mu_{12}$ pour la partie basse (fig. VIII.19, *e*). Dans le cas où les deux forces s'exercent simultanément (fig. VIII.19, *f*), la somme des rapports des forces effectives aux forces critiques définira (dans les coordonnées exprimées en unités de ces rapports) un domaine qu'on peut diviser en zone stable et zone instable. En effet, on a chaque fois $P_1/P_1^{cr} \leqslant 1$ et $P_2/P_2^{cr} \leqslant 1$. Aussi, en portant les unités sur chacun des axes et en les reliant par une droite (afin de garantir une meilleure stabilité), on obtient une ligne frontière (courbe convexe) qui sépare le domaine de stabilité (au-dessous) du domaine d'instabilité (au-dessus) (fig. VIII.19, *g*). Cette ligne frontière a pour équation

$$P_1/P_1^{cr} + P_2/P_2^{cr} = 1. \qquad \text{(VIII.33)}$$

En posant

$$P_1^{cr} = \frac{\pi^2 E J_1}{(\mu_{11} l_1)^2}, \quad P_2^{cr} = \frac{\pi^2 E J_1}{(\mu_{12} l_1)^2}, \quad \frac{P_1 + P_2}{P_2} = m_p$$

$$\text{ou} \quad P_2 = \frac{P_1}{m_p - 1}$$

et en substituant ces valeurs dans (VIII.33), on obtient

$$P_1\left[\frac{\mu_{11}^2}{\frac{\pi^2 EJ_1}{l_1^2}}+\frac{\mu_{12}^2}{\frac{\pi^2 EJ_1}{l_1^2}(m_p-1)}\right]=1. \qquad \text{(VIII.34)}$$

Puisque

$$P_1+P_2=\frac{P_1 m_p}{m_p-1} \quad \text{ou} \quad P_1=\frac{(P_1+P_2)(m_p-1)}{m_p}$$

on peut porter $P_1$ dans (VIII.34) et supposer que les deux forces $P_1$ et $P_2$ agissent simultanément,

$$P_1+P_2=\frac{\pi^2 EJ_1}{\mu_1^2 l_1^2}\ ;$$

il vient

$$\mu_1=\sqrt{\frac{\mu_{11}^2(m_p-1)+\mu_{12}^2}{m_p}}. \qquad \text{(VIII.35)}$$

On a pour la partie haute du poteau $\mu_2 = \mu_1/c_1 \leqslant 3$.

Le facteur $\mu_1$ s'exprime donc en fonction de $\mu_{12}$ (facteur de réduction de la longueur de la partie basse pour $P_1 = 0$) et de $\mu_{11}$ (facteur de réduction de la longueur de la partie basse pour $P_2 = 0$).

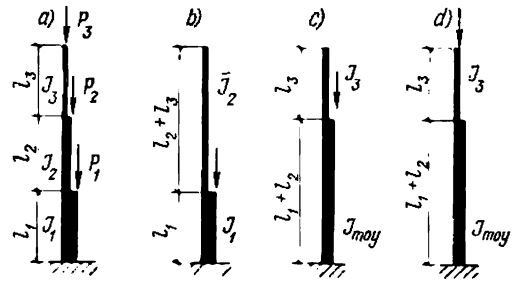



Fig. VIII.20. Pour le calcul du facteur $\mu$ pour les poteaux à deux étages

Les valeurs de $\mu_{12}$ et $\mu_{11}$ en fonction de $n = l_2/l_1$ et $\beta = J_2/J_1$ sont données dans les annexes 11 et 12. En comparant ces solutions avec la solution exacte, on constate un très faible écart, de 2 à 8 %, dont on profite de manière à avoir une meilleure garantie de stabilité.

Une solution approchée analogue est proposée pour les poteaux à deux étages (fig. VIII.20, *a*). Les normes contiennent des tableaux qui permettent de calculer les poteaux à un étage en tenant compte des moments d'inertie moyens pour chaque tronçon de poteau.

En désignant (conformément à la figure VIII.20, *a*) $P_1/P_3 = t_1$, $P_2/P_3 = t_2$, $J_2/J_1 = \beta_2$, $J_3/J_1 = \beta_3$, $l_2/l_1 = n_2$, $l_3/l_1 = n_3$ on a pour la partie basse

$$\mu_1=\sqrt{\frac{t_1\bar{\mu}_1^2+(t_2\bar{\mu}_2^2+\bar{\mu}_3^2)(1+n_2)^2\frac{J_1}{J_{moy}}}{1+t_1+t_2}} \qquad \text{(VIII.36)}$$

où $I_{moy} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2}$ est la valeur moyenne du moment d'inertie pour le tronçon $l_1 + l_2$. Les facteurs $\bar{\mu}_1$, $\bar{\mu}_2$ et $\bar{\mu}_3$ sont calculés de la même façon que pour un poteau à un étage, en se guidant sur les schémas de la figure VIII.20, *b*, *c*, *d* et en consultant le tableau VIII.6.

*Tableau VIII.6*

**Tableau pour la détermination des facteurs $\bar{\mu}_1$, $\bar{\mu}_2$, $\bar{\mu}_3$**

| Mode de fixation de l'extrémité supérieure | $\bar{\mu}_1$ (fig. VIII.20, *b*) | $\bar{\mu}_2$ (fig. VIII. 20, *c*) | $\bar{\mu}_3$ (fig. VIII. 20, *d*) |
|---|---|---|---|
| Extrémité libre ; $Q=0$ | $\bar{\mu}_1=2$ | $\bar{\mu}_2=2$ | $\bar{\mu}_3=\mu_1$ de l'annexe 9, pour $c_1=\frac{l_3}{l_1+l_2}\sqrt{\frac{J_{moy}}{J_3}}$ |
| Extrémité immobilisée en rotation uniquement, $Q=0$ | $\bar{\mu}_1=\mu_1$ de l'annexe 10 pour $c_1=0$ | $\bar{\mu}_2=\mu_1$ de l'annexe 10 pour $c_1=0$ | $\bar{\mu}_3=\mu_1$ de l'annexe 10, pour $c_1=\frac{l_3}{l_1+l_2}\sqrt{\frac{J_{moy}}{J_3}}$ |
| Extrémite articulée immobile; $Q\neq 0$ | $\bar{\mu}_1=\mu_{11}$ de l'annexe 11 | $\bar{\mu}_2=\mu_{11}$ de l'annexe 11 | $\bar{\mu}_3=\mu_{12}$ de l'annexe 11 |
| Extrémité immobile en translation et en rotation ; $Q\neq 0$ | $\bar{\mu}_1=\mu_{11}$ de l'annexe 12 | $\bar{\mu}_2=\mu_{11}$ de l'annexe 12 | $\bar{\mu}_3=\mu_{12}$ de l'annexe 12 |

La valeur de $\bar{J}_2$ (fig. VIII.20, *b*) s'obtient alors par la formule

$$\bar{J}_2 = \frac{J_2 l_2 + J_3 l_3}{l_2 + l_3}.$$

Le facteur de réduction de la longueur pour le tronçon intermédiaire est calculé par la formule

$$\mu_2 = \mu_1 / c_2, \qquad \text{(VIII.37)}$$

où

$$c_2 = n_2 \sqrt{\frac{P_2 + P_3}{(P_1 + P_2 + P_3)\beta_2}}.$$

Le facteur de réduction de la longueur pour le tronçon supérieur est calculé par la formule

$$\mu_3 = \mu_1 / c_3 \leqslant 3,$$

où

$$c_3 = n_3 \sqrt{\frac{P_3}{(P_1+P_2+P_3)\,\beta_3}} \qquad \text{(VIII.38)}$$

En choisissant la section à donner à un poteau plein, on cherche à répartir l'aire de section nécessaire $F_n$ d'une façon optimale, en garantissant la stabilité locale de chaque élément de la section.

La largeur d'une lame, ou la largeur de section du poteau, doit être suffisamment grande pour résister au flambement général du poteau dans le plan perpendiculaire au portique. Généralement, cette largeur varie entre 1/20 et 1/30 de la hauteur sous poutre. La seconde lame, moins sollicitée, a généralement une largeur sensiblement égale à la première, ce qui facilite l'assemblage du fût sur le pied de poteau.

Pour assurer la stabilité locale de la section des lames du poteau, on doit, de même que pour les poteaux à compression centrée, tenir compte du rapport maximal de la largeur libre des ailes à leur épaisseur ($b_{sem}/2\delta_{sem}$), fixé par les normes en fonction de l'élancement du poteau (voir tableau VIII.1). Dans le cas où la contrainte dans un élément quelconque s'avère être insuffisante, on peut majorer la valeur de $b_{sem}/2\delta_{sem}$ (tirée du tableau VIII.1) de $\sqrt{R\varphi^*/\sigma}$ fois, sans que l'augmentation soit supérieure à 25 % (ici $\varphi^*$ est la moins grande des valeurs $\varphi^{exc}$ ou $c\varphi_y$).

La flexibilité maximale admissible de l'âme du poteau $k_{âme} = h_0/\delta$ est définie en fonction de l'épure des contraintes, répartie non uniformément et caractérisée par un coefficient $\alpha = (\sigma - \sigma')/\sigma$, et du rapport $\tau/\sigma$. Ici $\sigma$ est la contrainte de calcul dans la fibre la plus comprimée de l'âme, définie sans tenir compte du coefficient $\varphi^{exc}$; $\sigma'$ est la contrainte au bord opposé de l'âme; $\tau = Q/(h_{âme}\delta)$ est la contrainte tangentielle moyenne dans la section considérée.

Pour $\alpha \leqslant 0{,}5$, la valeur maximale du rapport $h_0/\delta$ est la même que pour les barres à compression centrée, définie par la formule (VIII.3):

$$h_0/\delta = 40\sqrt{21/R} + 0{,}4\lambda,$$

sans être supérieure à 75.

Pour $\alpha \geqslant 1{,}0$, la flexibilité maximale de l'âme est

$$\frac{h_{âme}}{\delta_{âme}} = 100\sqrt{\frac{2k_3}{\sigma[2-\alpha+\sqrt{\alpha^2+4\beta^2}]}}, \qquad \text{(VIII.39)}$$

où le coefficient $k_3$ est choisi dans le tableau VIII.7;

$$\beta = 0{,}07k_3\frac{\tau}{\sigma}.$$

Dans l'intervalle $0{,}5 < \alpha < 1$, la flexibilité maximale de l'âme est déterminée par interpolation.

Il est déconseillé de prendre l'épaisseur de l'âme moins grande que 8 mm. Si l'âme risque de céder au flambement, on peut la renforcer en posant un raidisseur longitudinal jumelé sur toute la hau-

*Tableau VIII.7*

**Valeurs du coefficient $k_3$**

| $\tau/\sigma$ | $\alpha$ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2 |
| $k_3$ | 22,2 | 26,7 | 32,6 | 42 | 52,5 | 63 |

teur du poteau, ainsi qu'on l'a vu pour les poteaux à compression centrée. Puisque le poteau devient beaucoup plus difficile à fabriquer, on peut, dans les cas où l'âme risque de flamber, considérer que celle-ci ne travaille pas dans son ensemble mais seulement sur ses tronçons extrêmes, voisins des lames et longs de 15δ à chaque extrémité (fig. VIII.21). Ce cas peut être assimilé à un poteau en treillis où l'âme ferait office de treillis.

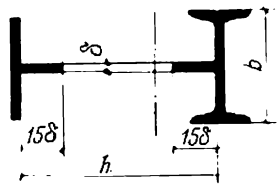



Fig. VIII.21. Section fictive d'un poteau dont l'âme risque de céder au flambement

Chaque fois que la flexibilité de l'âme $h_0/\delta \geqslant 70$, on doit poser des raidisseurs transversaux en les espaçant de 2,5 à 3 fois $h_0$, afin que toutes les sections du poteau travaillent ensemble et résistent mieux à la torsion du poteau. Sur un poteau fortement chargé, on met, sur toute la largeur de la section, des diaphragmes transversaux espacés de 4 m environ, afin d'assurer la rigidité convenable du poteau.

En plus de la vérification au flambement dans le plan de la flexion, un poteau à compression excentrée doit toujours être vérifié au flambement dans le plan perpendiculaire au plan d'action du moment. On le fait à l'aide de la formule

$$\sigma = N/(c\varphi_y F) \leqslant R, \qquad \text{(VIII.40)}$$

dans laquelle $\varphi_y$ est le coefficient de flambement défini (Annexe 5) en fonction de l'élancement $\lambda_y$ dans un plan perpendiculaire à celui du moment ; $c$ est le coefficient d'influence du moment sur la stabilité de l'élément comprimé excentriquement et tenant compte de la possibilité de perte de stabilité par flexion et torsion :

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}, \qquad \text{(VIII.41)}$$

où $m_x = e_x/\rho_x$ ; $e_x = M_x/N$ ; la valeur de $M_x$ est prise égale :

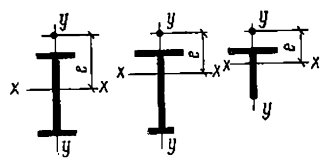
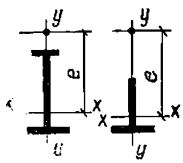
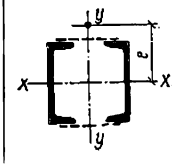
— pour les barres dont les extrémités ne peuvent pas se déplacer normalement au moment : au moment le plus fort sur le tiers moyen de la longueur (sans être inférieure à la moitié du moment maximal sur toute la longueur de la barre) ;

— pour les consoles : au moment d'encastrement.

Les coefficients $\alpha$ et $\beta$ sont pris dans le tableau VIII.8. On a $\beta = 1$ lorsque $\lambda_y \leqslant \lambda_b$, ainsi que pour $J_2/J_1 < 0{,}5$ et quand la charge est décalée vers l'aile étroite.

*Tableau VIII.8*

**Valeurs des coefficients $\alpha$ et $\beta$**

| Type de section et excentricité de la charge | Sections ouvertes en I et en T | | Sections fermées pleines ou en treillis (à plats) |
|---|---|---|---|
| |  |  |  |
| $\alpha$ pour $m \leqslant 1$ | 0,7 | $1-0{,}3\,\frac{J_2}{J_1}$ | 0,6 |
| $1 \leqslant m \leqslant 5$ | $0{,}7+0{,}05\,(m-1)$ | $1-[0{,}3-0{,}05\times$ $\times(m-1)]\,\frac{J_2}{J_1}$ | $0{,}6+0{,}05\,(m-1)$ |
| $m > 5$ | 0,9 | $1-0{,}1\,\frac{J_2}{J_1}$ | 0,8 |
| $\beta$ (pour $\lambda_y \leqslant \lambda_b$) | 1 | 1 | 1 |
| $\beta$ (pour $\lambda_y > \lambda_b$) | $\frac{0{,}58}{\varphi_y}$ | $1-\left(1-\frac{0{,}58}{\varphi_y}\right)\times$ $\times\left(2\,\frac{J_2}{J_1}-1\right)$, pour $J_2/J_1 < 0{,}5$ on a $\beta=1$ | 1 |

*Désignations* : $J_1$ et $J_2$, moments d'inertie respectifs des ailes large et étroite par rapport à l'axe de symétrie $y$-$y$ de la section ; $\lambda_b$, valeur minimale de l'élancement de la barre à compression centrée à laquelle celle-ci cède élastiquement au flambement. Cette valeur est définie en fonction du matériau :

| Classe d'acier : | C38/23 | C44/29 | C46/33 | C52/40 | C60/45 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\lambda_b$ | 100 | 92 | 88 | 86 | 77 |

*Nota.* Les coefficients cités pour la section fermée ne sont valables que si la barre est équipée de deux diaphragmes transversaux au moins, sinon, on se servira des coefficients indiqués pour les sections ouvertes en I.

Lorsque $\lambda_y > \lambda_b$, le coefficient $c$ ne doit pas être supérieur aux valeurs du tableau VIII.9, ni supérieur à l'unité pour une barre de section fermée.

*Tableau VIII.9*

**Valeurs maximales du coefficient $c$ pour $\lambda_y > \lambda_b$**

| $\frac{l\delta_1}{bh}$ | M ($Nh$) | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0 | 0,15 | 0,3 | 0,45 | 0,6 | 0,75 | 0,9 | 1,05 | 1,2 | 1,35 | 1,5 | 2,25 | ∞ |
| 0,1 | 1 | 0,88 | 0,69 | 0,56 | 0,46 | 0,39 | 0,34 | 0,30 | 0,27 | 0,24 | 0,22 | 0,15 | 0,12 |
| 0,8 | 1 | 0,91 | 0,77 | 0,64 | 0,54 | 0,47 | 0,41 | 0,36 | 0,33 | 0,3 | 0,27 | 0,19 | 0,15 |
| 1,5 | 1 | 0,95 | 0,85 | 0,74 | 0,66 | 0,58 | 0,52 | 0,47 | 0,43 | 0,39 | 0,37 | 0,26 | 0,2 |
| ⩾2,5 | 1 | 0,99 | 0,92 | 0,85 | 0,78 | 0,72 | 0,66 | 0,61 | 0,56 | 0,52 | 0,49 | 0,36 | 0,28 |

*Désignations* : $h$, hauteur de section ; $b$ et $\delta_1$, largeur et épaisseur de la membrure la plus comprimée.

Dans le sens du long pan du bâtiment, on prend généralement les longueurs de flambement des poteaux égales aux espacements entre points d'attache (appuis) des poteaux, poutres de roulement, nœuds des contreventements et des poutres des portiques, etc.

*Poteaux en treillis*

La partie basse (sous poutre) du poteau est généralement constituée (si sa largeur dépasse 1,2 à 1,5 m) de deux lames assemblées par des treillis (fig. VIII.14, *b*).

Au calcul des poteaux en treillis, on suppose qu'ils travaillent comme des fermes à membrures parallèles. A cet effet, on décompose la force longitudinale et le moment pour chacune des lames ; les efforts sollicitant les lames sont déterminés par la formule

$$N_1 = \frac{N_y}{h} \pm \frac{M}{h}, \qquad \text{(VIII.42)}$$

où $y$ est la distance entre le centre de gravité de la section du poteau et l'axe de la lame opposée à la lame considérée.

On a dans une section symétrique $y = 0{,}5h$ ; dans une section dissymétrique la distance du centre de gravité à la lame la plus chargée est $y = (0{,}4 \text{ à } 0{,}6)\ h$. De même que dans un poteau plein, la section de la lame sous poutre est constituée par une poutrelle ou (dans des poteaux très chargés) une poutre soudée en H. Par raisons de stabilité générale dans le plan perpendiculaire au plan du portique, la hauteur de section est choisie de telle façon qu'elle constitue de 1/20 à 1/30 de $l_1$, ce qui équivaut à un élancement $\lambda$ de 60 à 100.

La lame supportant la toiture a généralement une section en U de même largeur que la membrure sous poutre. A défaut de profilé

de grandeur adéquate, la section est formée de cornières reliées par des plats, ou, plus souvent, par une tôle continue (fig. VIII.16, *b*). Les lames sont assemblées entre elles par des treillis triangulés disposés en deux plans.

La section donnée aux lames est vérifiée par la formule (VIII.1) pour les barres à compression centrée, en retenant la moins grande des deux valeurs du coefficient $\varphi$. La première valeur de $\varphi$ est déterminée pour l'élancement de la lame par rapport à l'axe de la poutrelle (profilé U) possédant le moment d'inertie le plus important; la longueur de flambement dépend du schéma des contreventements verticaux entre les poteaux; le plus souvent, elle est égale à la distance entre la fondation et la poutre de roulement. Pour la seconde valeur de $\varphi$, on prend la longueur de flambement égale à la distance entre les nœuds du treillis, tandis que le rayon de giration de la section de la lame est minimal.

En étudiant les nœuds d'appui de la poutre de roulement sur la lame du poteau, on cherche à éviter l'excentricité de la pression par rapport à l'axe du poteau (dans la direction perpendiculaire au plan du portique). Lorsque la poutre est continue, la solution la plus facile consiste à disposer un bord d'appui rigoureusement au centre du poteau. Si la poutre est à travées indépendantes et de faible poids, on prévoit des plats d'appui (voir fig. VI.50). Si la poutre est lourde (ponts roulants $Q \geqslant 100$ t), il est bon de disposer les bords d'appui des poutres près de l'extrémité, afin que les réactions aux appuis traversent le noyau central de la section du poteau; si cela est impossible, on doit vérifier également la lame au flambement dans le plan perpendiculaire au portique à cause de la compression excentrée due à l'application unilatérale de la charge provenant du pont roulant.

En outre, un poteau en treillis élancé (hauteur de section inférieure à 1/15 de la longueur $l_1$) doit être vérifié au flambement en supposant qu'il travaille comme une barre composée indépendante. La vérification d'une telle barre dotée de treillis situés dans le plan de flexion est opérée à l'aide de la formule (VIII.22), à cette différence près que le coefficient $\varphi^{exc}$ est calculé, comme il est indiqué dans l'Annexe 7, en fonction de l'élancement réduit $\lambda_{réd}$ déterminé d'après la formule (VIII.7) et de l'excentricité relative

$$m_x = \frac{e_x}{\rho} = \frac{M_x}{N} \frac{F y_1}{J_x}, \qquad \text{(VIII.43)}$$

où $F$ est l'aire de section totale de l'élément; $y_1$, la distance entre le centre de gravité de la section et l'axe de la lame la plus comprimée (elle ne sera jamais inférieure à la distance entre le centre de gravité et l'axe de l'âme de la lame); $J_x$, le moment d'inertie de la section.

Chacun des treillis du poteau est constitué de cornières simples, les diagonales étant inclinées de 45 à 50° sur l'horizontale. L'effort dans la diagonale du treillis est cherché par la formule (VIII.19), soit d'après le plus grand effort tranchant effectif dans le poteau cal-

culé pour le portique, soit d'après l'effort tranchant fictif calculé par les formules (VIII.9) (s'il est plus grand que le premier).

Le calcul des attaches et les servitudes constructives restent les mêmes que pour les poteaux à section constante.

Les entretoises diminuent la longueur de flambement de la lame; l'effort dans l'entretoise est calculé d'après l'effort tranchant fictif $Q$ dans la lame correspondante.

EXEMPLE VIII.3. Calculer et étudier la section d'un poteau à un étage pour une halle à simple travée, dont le schéma constructif est illustré sur la figure VIII.22, pour les cas des charges de calcul donnés.

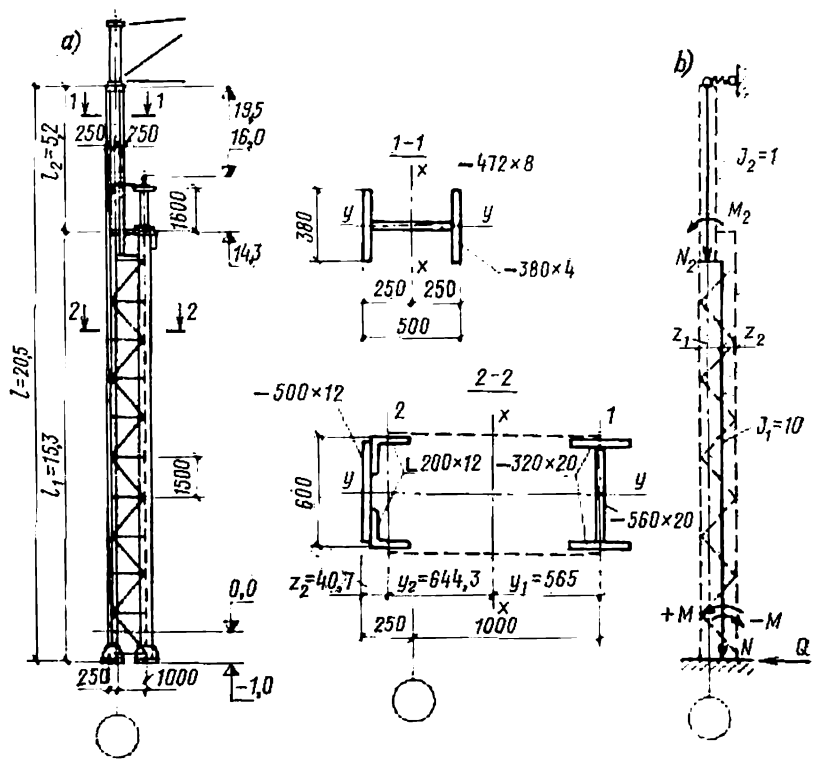



Fig. VIII.22. Pour l'exemple VIII.3

Cas de charge:

— partie supérieure (baïonnette) du poteau: $N_2 = 930$ kN, $M_2 = 319$ m·kN, $Q = 117$ kN;

— partie inférieure (sous poutre): $N_1 = 1324$ kN, $M_1 = 2219$ m·kN (moment fléchissant exercé sur la lame extérieure); $N_1' = 2684$ kN, $M_1' = -2205$ m·kN (moment fléchissant exercé sur la lame intérieure), $Q = 145$ kN.

Valeurs maximales des forces normales: $N_2 = 955$ kN, $N_1 = 2884$ kN.

Poteau encastré dans le massif de fondation et articulé avec la poutre du portique.

Matériau : acier BCт3.

*Dimensionnement de la section.* Le type du poteau et les hauteurs des sections ont été choisis en établissant le schéma général du bâtiment et sa coupe transversale. On a retenu :

— pour la baïonnette $h_2 = 500$ mm (soit $h_2/l_2 = 0{,}5/5{,}2 = 1/10$) ;

— pour la partie sous poutre $h_1 = 1250$ mm (soit $h_1/l_1 = 1{,}25/15{,}3 = 1/12$).

*Détermination des longueurs de flambement.* Voyons s'il est possible d'utiliser le tableau VIII.5 pour la recherche des facteurs de réduction :

$$l_2/l_1 = 5{,}2/15{,}3 = 0{,}34 < 0{,}6$$

et

$$N_1/N_2 = 2884/955 = 3{,}02 \approx 3 ;$$

on trouve donc au tableau VIII.5 les valeurs $\mu_1 = 2{,}5$ et $\mu_2 = 3$.

Les longueurs de flambement nécessaires pour la détermination de l'élancement du poteau dans le plan du portique sont $l_{\text{inf}x} = \mu_1 l_1 = 2{,}5 \cdot 15{,}3 = 38{,}25$ m ; $l_{\text{sup}x} = \mu_2 l_2 = 3 \cdot 5{,}2 = 15{,}6$ m.

La longueur de flambement de la baïonnette dans le plan perpendiculaire au portique est égale à la distance entre la poutre-frein et l'entrait de la ferme : $l_{\text{sup}y} = 5{,}2 - 1{,}6 = 3{,}6$ m ; celle de la partie basse du poteau est égale à la distance entre le plan de fondation et la tranche inférieure de la poutre de roulement : $l_{\text{inf}y} = 15{,}3$ m.

*Choix de la section à donner à la baïonnette.* La baïonnette du poteau sera constituée par une poutre soudée ayant la hauteur de section $h = 500$ mm (voir fig. VIII.22). L'aire de section nécessaire est évaluée approximativement à l'aide de la formule (VIII.27) :

$$F_{\text{n}} = \frac{N}{R}\left(1{,}25 + 2{,}8\frac{e}{h}\right) = \frac{930}{21}\left(1{,}25 + 2{,}8\frac{34{,}3}{50}\right) \text{ cm}^2 = 140 \text{ cm}^2,$$

où

$$e = \frac{M}{N} = \frac{319}{930} \text{ cm} = 34{,}3 \text{ cm}.$$

En dimensionnant la section, on se rappelle que le rapport de la largeur de la semelle à son épaisseur $b_{\text{sem}}/\delta_{\text{sem}}$ ne doit pas dépasser 32 et que la largeur des semelles ne doit pas être inférieure à 1,20-1/30 de la longueur de flambement du poteau dans le plan perpendiculaire au portique. L'âme sera constituée par une tôle d'épaisseur $\delta_{\text{âme}} = 8$ mm, et les semelles, par des plats 380 × 14 mm (fig. VIII.22, *a*) ; $F = 47{,}2 \cdot 0{,}8 + 2 \cdot 38 \cdot 1{,}4 = 144{,}2$ cm² ; $b_{\text{sem}}/\delta_{\text{sem}} = 38/1{,}4 = 27{,}2$ ; $b_{\text{sem}}/l_y = 38/360 = 1/9{,}5$.

Vérifions la section proposée de la baïonnette ; à cet effet, calculons les paramètres de la section $J_x$, $J_y$, $r_x$, $r_y$, $W_x$ :

$$J_x = \frac{\delta_{\text{âme}} h_{\text{âme}}^3}{12} + 2F_{\text{sem}}\left(\frac{h}{2} - \frac{\delta_{\text{sem}}}{2}\right)^2 = \frac{0{,}8 \cdot 47{,}2^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 38 \cdot 1{,}4\left(\frac{50}{2} - \frac{1{,}4}{2}\right)^2 = 69\,300 \text{ cm}^4 ;$$

$$J_y = 2\frac{\delta_{\text{sem}} b_{\text{sem}}^3}{12} = 2\frac{1{,}7 \cdot 38^3}{12} \text{ cm}^4 = 12\,800 \text{ cm}^4 ;$$

$$r_x = \sqrt{J_x/F} = \sqrt{69\,300/144{,}2} \text{ cm} = 21{,}9 \text{ cm} ;$$

$$r_y = \sqrt{J_y/F} = \sqrt{12\,800/144{,}2} \text{ cm} = 9{,}41 \text{ cm} ;$$

$$W_x = \frac{J_x}{h/2} = 69\,300/25 \text{ cm} = 2770 \text{ cm}^3.$$

Déterminons l'élancement du fût du poteau dans le plan du portique et perpendiculairement à celui-ci :

$$\lambda_x = l_{\text{sup } x}/r_x = 1560/21{,}9 = 71{,}2\,; \quad \lambda_y = l_{\text{sup } y}/r_y = 360/9{,}41 = 38{,}3.$$

Vérifions la stabilité de la baïonnette dans le plan d'action du moment à l'aide de la formule (VIII.22) après avoir calculé les quantités $\bar{\lambda}_x$ et $m_1$ :

$$m_x = e\frac{F}{W_x} = 34{,}3\,\frac{144{,}2}{2770} = 1{,}79\,;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x\sqrt{\frac{R}{E}} = 71{,}2\sqrt{\frac{21}{2{,}1\cdot 10^4}} = 2{,}28\,;$$

$$m_1 = \eta m_x = 1{,}45\cdot 1{,}79 = 2{,}6,$$

où $\eta = 1{,}75 - 0{,}13\bar{\lambda}_x = 1{,}75 - 0{,}13\cdot 2{,}28 = 1{,}45$ est le coefficient d'influence de la forme de section conformément à l'Annexe 8.

Vérifions la stabilité de la section calculée dans le plan d'action du moment :

$$\sigma = \frac{N^2}{\varphi^{\text{exc}}_F} = \frac{930}{0{,}318\cdot 144{,}2} = 20{,}3 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2,$$

le coefficient $\varphi^{\text{exc}} = 0{,}318$ a été tiré de l'Annexe 6 pour $\lambda_x = 2{,}28$ et $m_1 = 2{,}6$

La vérification de la baïonnette au flambement dans le plan perpendiculaire au moment est opérée à l'aide de la formule (VIII.40), après avoir déterminé le coefficient $c$ d'après la formule (VIII.41) :

$$c = \frac{\beta}{1+\alpha m_x} = \frac{1}{1+0{,}74\cdot 1{,}79} = 0{,}43,$$

où $\alpha = 0{,}7 + 0{,}05(m-1) = 0{,}7 + 0{,}05(1{,}79-1) = 0{,}74$ et $\beta = 1$ ont été tirés du tableau VIII.9 en posant $m_x = 1{,}79$ et $\lambda_y = 38{,}3 < \lambda_b = 100$ ; on a

$$\sigma = \frac{N_2}{c\varphi_y F} = \frac{930}{0{,}43\cdot 0{,}911\cdot 144{,}2} = 16{,}5 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2,$$

où $\varphi_y = 0{,}911$ a été tiré de l'Annexe 5 pour $\lambda_y = 38{,}3$.

*Vérification de la stabilité locale de l'âme et des semelles.* La stabilité locale des semelles est garantie par le rapport $\frac{b_{\text{sem}}}{2\delta_{\text{sem}}} = \frac{38}{2\cdot 1{,}4} = 13{,}6 < 16{,}5$ (voir tableau VIII.1).

Pour vérifier la stabilité locale de l'âme, on cherche d'abord $\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma}$ et $\frac{\tau}{\sigma}$ :

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{J_x} y_{\text{compr}} = \frac{930}{144{,}2} + \frac{31\,900}{69\,300}\left(\frac{50}{2}\right) = 18 \text{ kN/cm}^2\,;$$

$$\sigma' = \frac{N}{F} - \frac{M}{J_x} y_{\text{tract}} = \frac{930}{144{,}2} - \frac{31\,900}{69\,300}\left(\frac{50}{2}\right) = -5{,}1 \text{ kN/cm}^2\,;$$

$$\tau = \frac{Q}{h_{\text{âme}}\delta_{\text{âme}}} = \frac{117}{47{,}2\cdot 0{,}8} = 3{,}1 \text{ kN/cm}^2\,;$$

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} = \frac{18 - (-5{,}1)}{18} = 1{,}28\,; \quad \tau/\sigma = 3{,}1/18 = 0{,}172.$$

La stabilité locale de l'âme est vérifiée par la formule (VIII.39); car $\alpha = 1{,}28 > 1$:

$$\frac{h_0}{\delta_{\text{âme}}} = \frac{47{,}2}{0{,}8} = 59 < 100\sqrt{\frac{2 \cdot 29{,}1}{18\left[2 - 1{,}28 + \sqrt{1{,}28^2 + 4 \cdot 0{,}35^2}\right]}} = 122,$$

$\beta = 0{,}07 \cdot 29{,}1 \cdot 0{,}172 = 0{,}35$; le coefficient $k_3 = 29{,}1$ est tiré du tableau VIII.7.

On constate donc que la stabilité locale des semelles et de l'âme du poteau est garantie.

*Choix de la section à donner à la partie basse du poteau.* On donne à la partie basse une section en treillis, composée de deux lames assemblées par un treillis. Les efforts longitudinaux dans ces lames varient en fonction du signe du moment conformément aux cas de charge énumérés dans l'énoncé du problème.

La lame intérieure (membrure sous poutre) du poteau sera constituée par une poutre soudée en H, tandis que la lame extérieure sera formée de deux cornières assemblées par une tôle (fig. VIII.22, *a*). La hauteur de section du poteau $h_1 = 1250$ mm a été fixée en choisissant le schéma du portique (voir exemple IX.1).

Evaluons approximativement les efforts dans les lames du poteau à l'aide de la formule (VIII.42). Il vient:

— dans la lame intérieure

$$N_{1.\,\text{int}} = N_1' \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1'}{h_0} = 2684 \frac{0{,}625}{1{,}25} + \frac{2205}{1{,}25} = 3110 \text{ kN};$$

— dans la lame extérieure

$$N_{1.\,\text{ext}} = N_1 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 1324 \frac{0{,}625}{1{,}25} + \frac{2219}{1{,}25} = 2440 \text{ kN}.$$

On détermine approximativement l'aire de section nécessaire par la formule

$$F_{\text{n}} = N/(\varphi R)$$

en prenant $\varphi = 0{,}8$ pour la lame intérieure et $\varphi = 0{,}75$ pour la lame extérieure; on a:

— aire de section de la lame intérieure

$$F_{\text{n}} = \frac{N_{1.\,\text{int}}}{0{,}8R} = \frac{3110}{0{,}8 \cdot 21} = 185 \text{ cm}^2;$$

— aire de section de la lame extérieure

$$F_{\text{n}} = \frac{N_{1.\,\text{ext}}}{0{,}75R} = \frac{2440}{0{,}75 \cdot 21} = 155 \text{ cm}^2.$$

On dimensionne les sections des lames. Pour la lame intérieure, on choisit une poutre soudée en H à hauteur de section $h = 600$ mm, étant donné que la largeur du poteau (hauteur de section de la lame intérieure) varie généralement entre 1/20 et 1/30 de $l_1$, soit 1530/20 à 1530/30 = 76,5 à 51 cm.

On donne à l'âme une épaisseur $\delta_{\text{âme}} = 10$ mm et une hauteur $h_{\text{âme}} = 560$ mm; les semelles seront constituées de plats 320 × 20 mm.

La lame extérieure sera constituée de deux cornières 200 × 12 assemblées par une tôle 560 × 12 mm.

Déterminons les paramètres géométriques de la section de chaque lame du poteau (en conservant les désignations des axes adoptées sur la figure VIII.22, *a*):

— pour la lame intérieure

$$F_{l.\,int}=56\cdot1+2\cdot32\cdot2=184\ \text{cm}^2;$$

$$J_{x_1}=2\,\frac{\delta_{sem}b_{sem}^3}{22}=2\,\frac{2\cdot32^3}{12}\ \text{cm}^4=10\,920\ \text{cm}^4;$$

$$J_y=\frac{\delta_{âme}h_{âme}^3}{12}+2F_{sem}\left(\frac{h}{2}-\frac{\delta_{sem}}{2}\right)^2=$$

$$=\frac{1\cdot56^3}{12}+2\cdot32\cdot2\left(\frac{60}{2}-\frac{2}{2}\right)^2=122\,400\ \text{cm}^4;$$

$$r_{x_2}=\sqrt{\frac{J_{x_1}}{F_{l.\,int}}}=\sqrt{\frac{10\,920}{184}}=7{,}7\ \text{cm};$$

$$r_y=\sqrt{\frac{J_y}{F_{l.\,int}}}=\sqrt{\frac{122\,400}{184}}=25{,}8\ \text{cm};$$

— pour la lame extérieure

$$F_{l.\,ext}=56\cdot1{,}2+2\cdot47{,}1=161{,}4\ \text{cm};$$

$$J_y=J_{sem}+2\,(J_0^{corn}+F_{corn}a^2)=$$

$$=\frac{1{,}2\cdot56^3}{12}+2\left[1823+47{,}1\left(\frac{60}{2}-5{,}37\right)^2\right]=78\,400\ \text{cm}^4.$$

Cherchons la distance entre le centre de gravité de la lame extérieure et le bord de la tôle extérieure:

$$z_2=\frac{\Sigma F_i z_i}{\Sigma F_i}=\frac{56\cdot1{,}2\cdot0{,}6+2\cdot47{,}1\cdot6{,}57}{161{,}4}=4{,}07\ \text{cm};$$

$$J_{x_2}=F_t a_t^2+2\,(J_0^{corn}+F_{corn}a_{corn}^2)=56\cdot1{,}2\,(4{,}07-0{,}6)^2+$$

$$+2\,[1823+47{,}1\,(5{,}37+1{,}2-4{,}07)^2]=5043\ \text{cm}^4;$$

$$r_{x_2}=\sqrt{\frac{J_{x_2}}{F_{l.\,ext}}}=\sqrt{\frac{5043}{161{,}4}}=5{,}6\ \text{cm};$$

$$r_y=\sqrt{\frac{J_y}{F_{l.\,ext}}}=\sqrt{\frac{78\,400}{161{,}4}}=22\ \text{cm}.$$

Cherchons les efforts de calcul effectifs dans chacune des lames à l'aide de la formule (VIII.42), après avoir déterminé la position du centre de gravité de la section totale de la partie basse du poteau:

$$h_0=h_1-z_2=125-4{,}07=120{,}93\ \text{cm};$$

$$y_1=\frac{F_{l.ext}h_0}{\Sigma F}=\frac{161{,}4\cdot120{,}93}{184+161{,}4}=56{,}5\ \text{cm};$$

$$y_2=h_0-y_1=120{,}93-56{,}5=64{,}43\ \text{cm};$$

$$N_{l.\,int}=N_1'\,\frac{y_2}{h_0}+\frac{M_1'}{h_0}=2684\,\frac{64{,}43}{120{,}93}+\frac{2205}{1{,}2093}=3080\ \text{kN};$$

$$N_{l.\,ext}=N_1\,\frac{y_1}{h_0}+\frac{M_1}{h_0}=1324\,\frac{56{,}5}{120{,}93}+\frac{2219}{1{,}2093}=2540\ \text{kN}.$$

Vérifions les lames au flambement d'après la formule (VIII.1). On a pour la lame intérieure :

— dans le plan du poteau

$$l_{x_1}=150 \text{ cm}; \quad \lambda_{x_1}=\frac{l_{x_1}}{r_{x_1}}=\frac{150}{7,7}=19,5; \quad \varphi_{x_1}=0,971;$$

$$\sigma=\frac{N_{1.\,int}}{\varphi_{x_1}F_{1.\,int}}=\frac{3080}{0,971\cdot 184}=17,2 \text{ kN/cm}^2 < R=21 \text{ kN/cm}^2;$$

— dans le plan perpendiculaire à celui-ci

$$l_y=1530 \text{ cm}; \quad \lambda_y=\frac{1530}{25,8}=59,3; \quad \varphi_y=0,823;$$

$$\sigma=\frac{N_{1.\,int}}{\varphi_y F_{1.\,int}}=\frac{3080}{0,823\cdot 184}=20,4 \text{ kN/cm}^2 < R=21 \text{ kN/cm}^2.$$

Pour la lame extérieure :

— dans le plan du poteau

$$l_{x_2}=150 \text{ cm}; \quad \lambda_{x_2}=\frac{l_{x_2}}{r_{x_2}}=\frac{150}{5,6}=26,8; \quad \varphi_{x_2}=0,952;$$

$$\sigma=\frac{N_{1.\,ext}}{\varphi_{x_2}F_{1.\,ext}}=\frac{2540}{0,952\cdot 161,4}=16,5 \text{ kN/cm}^2 < R=21 \text{ kN/cm}^2.$$

— dans le plan perpendiculaire à celui-ci

$$l_y=1530 \text{ cm}; \quad \lambda_y=\frac{1530}{22}=69,5; \quad \varphi_y=0,772;$$

$$\sigma=\frac{N_{1.\,ext}}{\varphi_y F_{1.\,ext}}=\frac{2540}{0,772\cdot 161,4}=20,4 \text{ kN/cm}^2 < R=21 \text{ kN/cm}^2.$$

*Vérification au flambement du poteau dans son ensemble.* Pour connaître l'élancement réduit du poteau, qui dépend des sections des diagonales, on choisit d'abord les sections à donner aux barres du treillis.

Les diagonales seront calculées pour le plus grand des efforts tranchants : effectif $Q = 145$ kN (voir l'énoncé) ou fictif $Q_f = 0,2\ F = 0,2\ (F_{1.int} + F_{1.ext}) = 0,2\ (184 + 161,4) = 69,08$ kN.

L'effort dans la diagonale du treillis disposé dans un plan quelconque sera calculé par la formule (VIII.19) :

$$N_d=\frac{Q}{2\sin\alpha}=\frac{145}{2\cdot 0,64} \text{ kN}=113,3 \text{ kN},$$

où $\alpha$ est l'angle d'inclinaison de la diagonale sur la lame ; on a $\operatorname{tg}\alpha = 1,25/1,5 = 0,833$, donc $\alpha = 39°48'$ et $\sin\alpha = 0,64$.

L'aire de section nécessaire de la diagonale est

$$F_n=\frac{N_d}{m\varphi R}=\frac{113,3}{0,75\cdot 0,6\cdot 21} \text{ cm}^2=12 \text{ cm}^2,$$

où $m$ est le coefficient des conditions du travail pour les diagonales en cornières simples à ailes égales attachées par une seule aile ; on a $m = 0,75$ ; la valeur $\varphi = 0,6$ est choisie approximativement.

Les diagonales seront constituées donc par des cornières $100 \times 7$ ($F = 13,8$ cm$^2$, $r_{min} = 1,98$ cm). Longueur de flambement de la diagonale

$$l_d=h_1/\sin\alpha=1,25/0,64=1,95 \text{ m};$$

$$\lambda_d=l_d/r_{min}=195/1,98=98,5; \quad \varphi=0,595.$$

Vérifions les contraintes dans la diagonale à l'aide de la formule (VIII.20):

$$\sigma=\frac{N_d}{m\varphi F_d}=\frac{113,3}{0,75\cdot0,595\cdot13,8}\ \text{kN/cm}^2=18,4\ \text{kN/cm}^2<R=21\ \text{kN/cm}^2.$$

Les montants du treillis seront calculés pour résister à l effort tranchant fictif sollicitant une lame $Q'_f=0,2F_{l.max}=0,2\cdot184=36,8$ kN. L effort dans chaque cornière du montant est calculé par la formule $N_m=Q'_f/2=$ $=36,8/2$ kN $=18,4$ kN.

Puisque l'effort sollicitant chaque montant n'est pas grand, il y a intérêt à choisir préalablement la section du montant en fonction de l'élancement limite $[\lambda]=150$. La cornière du montant doit avoir un rayon de giration minimal $r_{min}=l_m/[\lambda]=125/150$ cm $=0,83$ cm.

On choisit donc la cornière $45\times5$ ($F=4,29$ cm$^2$, $r_{min}=0,88$ cm).

Vérifions les contraintes dans le montant:

$$\lambda_m=l_m/r_{min}=125/0,88=142;\quad \varphi=0,339;$$

$$\sigma=\frac{N_m}{m\varphi F_m}=\frac{18,4}{0,75\cdot0,339\cdot4,29}\ \text{kN/cm}^2=16,9\ \text{kN/cm}^2<R=21\ \text{kN/cm}^2.$$

Déterminons les paramètres géométriques de la section totale du poteau (voir fig. VIII.22, *a*):

$$F=F_{l.\,int}+F_{l.\,ext}=184+161,4=345,4\ \text{cm}^2;$$

$$J_x=(J_{x_1}+F_{l.\,int}y_1^2)+(J_{x_2}+F_{l.\,ext}y_2^2)=$$

$$=10\,920+184\cdot56,5^2+5043+161,4\cdot64,43^2=1\,274\,000\ \text{cm}^4;$$

$$r_x=\sqrt{J_x/F}=\sqrt{1\,274\,000/345,4}\ \text{cm}=60,7\ \text{cm}.$$

Elancement du fût du poteau par rapport à l'axe $x$-$x$ est $\lambda_x=l_{inf\,x}/r_x=$ $=3825/60,7=63$.

Elancement réduit du fût du poteau d'après la formule (VIII.7)

$$\lambda_{réd}=\sqrt{\lambda_x^2+kF/F_d}=\sqrt{63^2+31\,\frac{345,4}{2\cdot13,8}}=66.$$

Vérifions le poteau au flambement dans le plan d'action du moment par la formule (VIII.22) après avoir déterminé l'excentricité relative par la formule (VIII.43) et le coefficient $\varphi^{exc}$ d'après l'Annexe 7 pour la lame intérieure (la plus comprimée) du poteau:

$$m_x=\frac{M'_1}{N'_1}\,\frac{F}{J_x}\,y_1=\frac{220\,500}{268}\cdot\frac{345,4}{1\,274\,000}\,56,5=1,26;$$

$$\overline{\lambda}_{réd}=\lambda_{réd}\sqrt{R/E}=66\sqrt{21/2,1\cdot10^4}=2,11;\quad \varphi^{exc}=0,374;$$

$$\sigma=\frac{N'_1}{\varphi^{exc}F}=\frac{2684}{0,374\cdot345,4}\ \text{kN/cm}^2=20,8\ \text{kN/cm}^2<R=21\ \text{kN/cm}^2.$$

## § 42 JOINTS ET DÉTAILS DES POTEAUX

Les joints des poteaux peuvent être réalisés en usine ou sur chantier. Les joints du premier type sont nécessaires à cause de la longueur limitée des profilés (voir Chapitre III). Les joints à réaliser sur chantier pallient les possibilités limitées des moyens de transport (longueur maximale admissible: 9 à 13 m sur wagon plat, 19 à 27 m sur wagons couplés).

Les joints d'usine sont généralement décalés et non pas alignés, car les différents éléments peuvent être assemblés avant le remontage général du poteau. Quelques exemples des joints soudés des éléments des poteaux, réalisés en usine, sont montrés sur la figure VIII.23.

La résistance mécanique nécessaire d'un joint est assurée par la transmission intégrale de l'effort d'un élément à l'autre. Dans le

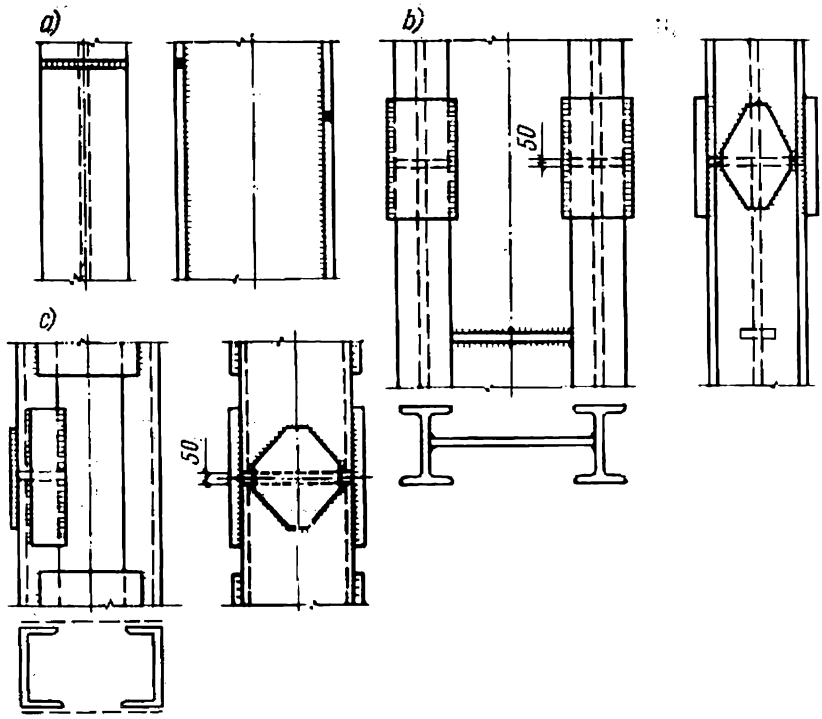



Fig. VIII.23. Joints soudés des poteaux réalisés en usine:
*a*) joints des semelles d'une poutre soudée en H; *b*) joints des lames en poutrelles d'un poteau plein; *c*) joint des lames d'un poteau en treillis avec des éclisses

cas du soudage bout à bout, cette transmission est assurée en donnant aux cordons de soudure une longueur convenable (voir Chapitre IV). Par contre, si le joint est fait avec des éclisses, sa résistance est garantie non seulement par la longueur nécessaire des soudures, maiss aussi par l'aire de section convenable des éclisses, laquelle ne doit pas être inférieure à la section des éléments aboutés.

Le joint le plus simple, donc le plus rationnel, est un aboutement franc à soudure bout à bout. Un tel joint peut toujours être réalisé, car, dans un poteau à compression excentrée, on trouve toujours une section dans laquelle les contraintes de traction sont plus faibles.

Les joints à réaliser sur le chantier sont disposés dans un endroit commode pour le montage des constructions. Sur un poteau à section décroissante, le point le plus indiqué est le gradin au niveau de l'appui de la poutre de roulement, c'est-à-dire le point de changement de section.

On voit sur la figure VIII.24 les types des joints des parties haute et basse d'un poteau plein à âme simple, réalisés en usine (fig. VIII.24, *a*) et sur chantier (fig. VIII.24, *b*). La figure VIII.25 illustre l'attache de la partie haute (baïonnette) d'un poteau à sa partie basse en treillis à l'aide d'une traverse à âme double (fig. VIII.25, *a*) et à âme simple (fig. VIII.25, *b*).

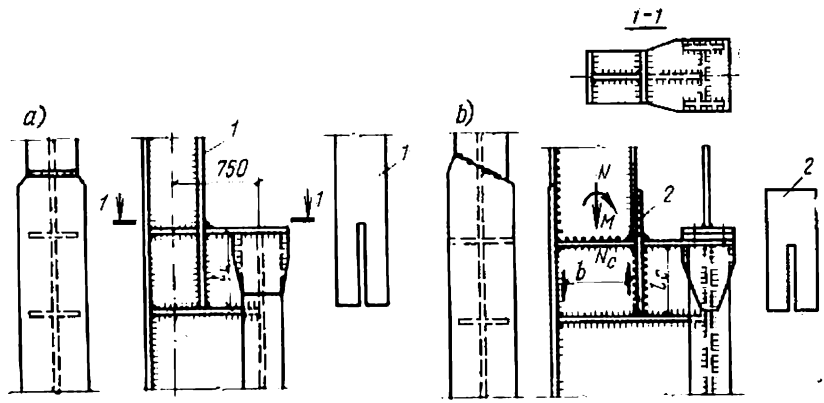



Fig. VIII.24. Joint des parties haute et basse d'un poteau plein à un étage

La longueur des cordons ($l_c$ sur la figure VIII.24) d'attache de la membrure intérieure de la baïonnette est choisie de telle façon que le moment $M$ et la force longitudinale $N$ agissant au point d'attache de la baïonnette soient repris par les soudures des membrures de la baïonnette ; les soudures d'âme sont généralement négligées.

L'effort dans la membrure

$$N_c = N/2 + M/b \qquad \text{(VIII.44)}$$

est transmis par quatre soudures qui relient la pièce *1* à l'âme de la partie basse du poteau (fig.VIII.24, *a*). La fente pratiquée sur la pièce *1* est destinée à monter cette pièce à cheval sur l'âme de la partie basse du poteau (la fente est de 2 ou 3 mm plus large que l'épaisseur de l'âme). En cas d'exécution du joint sur le chantier, cette pièce est indépendante de la tôle de membrure et soudée sur la partie basse du poteau (fig. VIII.24, *b*).

La partie basse (en treillis) du poteau est assemblée avec sa partie haute (baïonnette) par une traverse (fig. VIII.25, *a*, *b*). La traverse travaille à la flexion comme une poutre à deux appuis. Elle doit être vérifiée à la résistance mécanique. L'épure des moments dans la traverse est montrée sur la figure VIII.25, *a*. La traverse

est attachée sur les éléments du poteau par des cordons de soudure continus et calculée pour résister à la réaction aux appuis. Des diaphragmes ou raidisseurs horizontaux améliorent la rigidité générale de l'assemblage des parties haute et basse du poteau.

Le joint de chantier des poteaux pleins, conçu pour transmettre essentiellement des efforts de compression, peut être réalisé avec

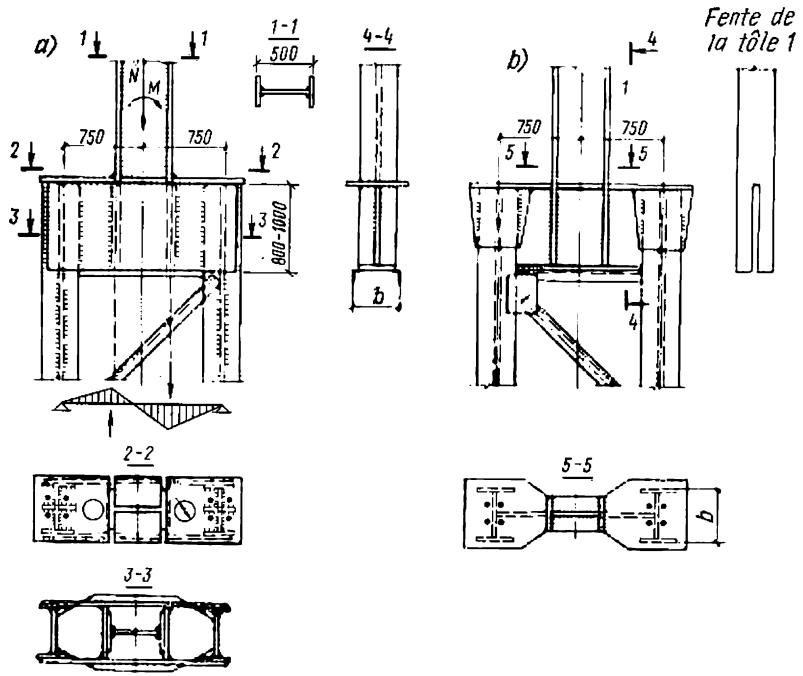



Fig. VIII.25. Assemblage de la partie haute d'un poteau avec sa partie basse en treillis

les bords fraisés (fig. VIII.26, *a*). Si le poteau transmet en outre un moment additionnel, on exécute un joint soudé (fig. VIII.26, *b*) qui ne nécessite pas de bords fraisés. L'aboutement droit avec des soudures n'est possible que si le métal de base et le métal d'apport ont des résistances mécaniques égales.

Dans les poteaux sollicités principalement en compression, on prévoit cependant l'éventualité des contraintes de traction sur n'importe lequel des bords de la section : le joint doit donc être susceptible de résister à une force conventionnelle de traction, égale à environ 15 % de la force de compression prévue (sauf bien sûr s'il y a des forces de traction réelles plus fortes).

L'appui de la poutre de roulement sur le poteau à section constante est réalisé au moyen d'une console en tôles soudées en H (fig. VIII. 27, *a*) ou d'une console constituée de deux profilés en U (fig. VIII.

27, *b*). La console est calculée pour résister au moment provenant de la pression sur la poutre de deux ponts roulants rapprochés

$$M = Pe,$$

où $e$ est la distance entre l'axe de la poutre de roulement et la lame du poteau (fig. VIII.27).

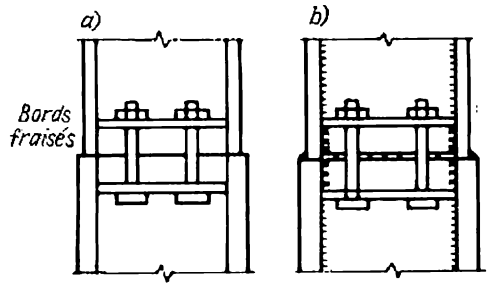



Fig. VIII.26. Joints de chantier des poteaux pleins

Les cordons de soudure attachant une console à âme simple (fig. VIII.27, *a*) résistent au moment $M$ et à la force de cisaillement $P$. Les soudures attachant une console constituée de deux profilés

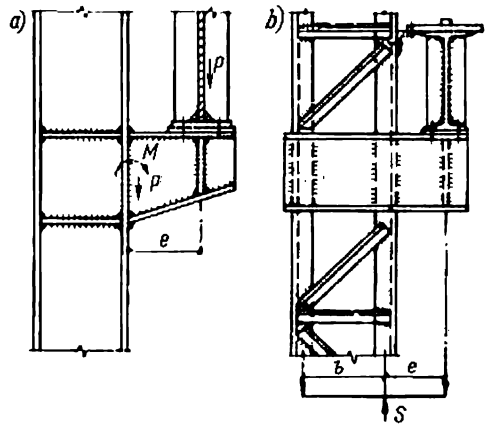



Fig. VIII.27. Consoles supportant les poutres de roulement

en U qui passent de part et d'autre du poteau (fig. VIII.27, *b*) sont calculées pour la réaction $S$ définie par analogie au cas d'une poutre cantilever :

$$S = \frac{P(e+b)}{b}.$$

## § 43. PIEDS DES POTEAUX

### *1. Types et constitution des pieds*

Le pied (base) d'un poteau doit:

a) répartir la pression concentrée du fût du poteau sur une surface déterminée de la fondation;

b) réaliser la liaison de l'extrémité inférieure du poteau et du massif de fondation conformément au schéma de calcul adopté.

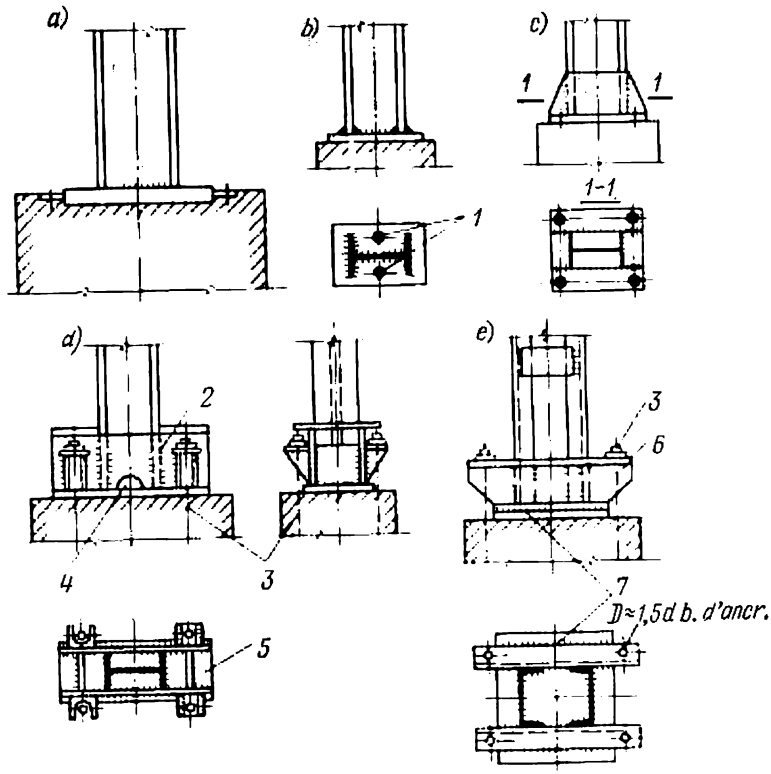



Fig. VIII.28. Types des pieds de poteaux:
*1* — trous de boulons; *2* — traverse en fers plats; *3* — boulons d'ancrage; *4* — trou d'évacuation d'eau; *5* — diaphragmes transversaux; *6* — traverse en profilés U; *7* — plaque d'appui

On distingue les pieds articulés et encastrés.

Le pied articulé le plus simple d'un pomteau à compression centrée est constitué par une plaque d'appui épaisse sur laquelle vient s'appuyer l'extrémité dressée du fût (fig. VIII.28, *a*). La transmission de l'effort par le bord dressé est rationnelle dans le cas des charges élevées. Les charges modérées peuvent être transmises à la plaque d'appui par les joints soudés (fig. VIII.28, *b*).

Pour assurer une transmission plus ou moins uniforme des efforts du poteau à la plaque, on prévoit des traverses d'assemblage (fig. VIII.28, *c*), auquel cas le poteau travaille à la manière d'une « étampe » rigide qui prend appui sur la fondation. D'autre part, la traverse sert d'appui à la plaque qui subit une flexion due à la poussée de réaction de la fondation. La traverse elle-même travaille comme une poutre à extrémités en porte-à-faux appuyée sur les membrures (lames) du poteau et chargée par la pression d'appui de la fondation.

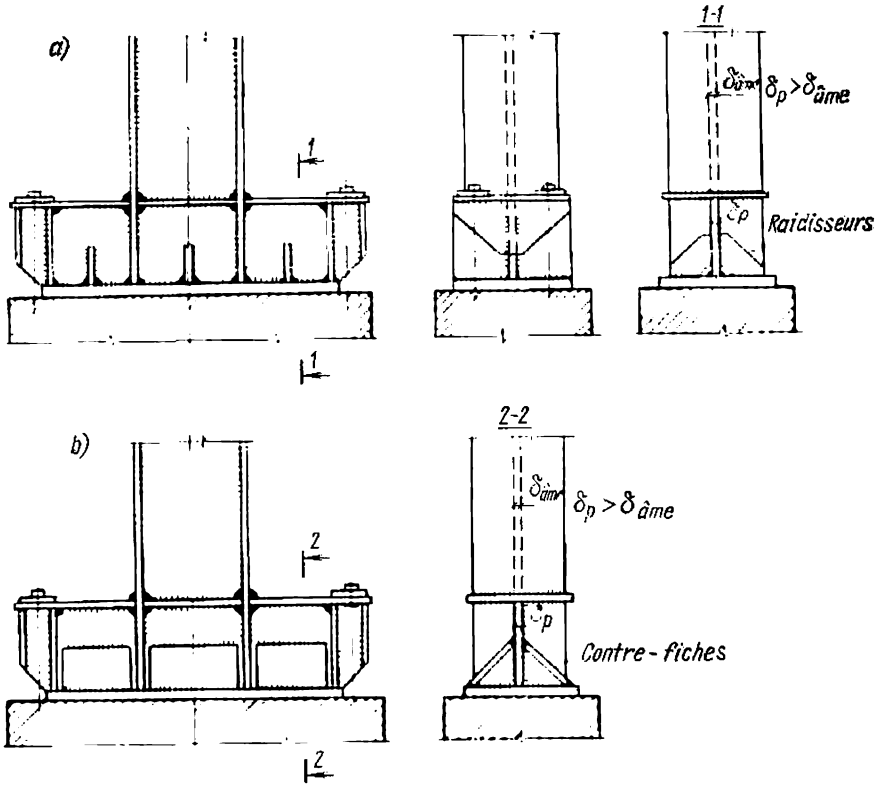



Fig. VIII.29. Sabots ouverts à âme en tôle simple

Dans les poteaux pleins à compression excentrée, on prévoit des pieds (sabots) rigides conçus pour transmettre des moments fléchissants : dans ces cas on donne à la traverse une section agrandie dans la direction d'action du moment. Si le moment sur appui est modéré, la traverse peut être fabriquée à partir des fers plats de 10 à 12 mm d'épaisseur (fig. VIII.28, *d*) ou des profilés en U (fig. VIII.28, *e*). Si le pont roulant est lourd et les moments sur appui sont élevés, la section du pied et de la traverse doit être encore plus grande.

Pour faciliter l'exécution des soudures, on utilise des sabots ouverts à âme en tôle simple renforcés par des raidisseurs (fig. VIII.29, *a*)

ou par des contre-fiches en tôle (fig. VIII.29, *b*). Ces dernières doivent être attachées par des cordons aussi minces que possible, afin d'éviter le gondolement du plat d'appui. Les sabots à âme en tôle simple sont employés surtout sur les poteaux pleins à section constante. Ils ont l'inconvénient de présenter une rigidité insuffisante dans un plan perpendiculaire au plan du portique.

Les poteaux pleins à section décroissante sont souvent dotés de sabots soudés à traverses séparées ; ils ont l'âme en tôle simple au niveau de l'âme du poteau et l'âme en tôle double au niveau des lames (fig. VIII.30).

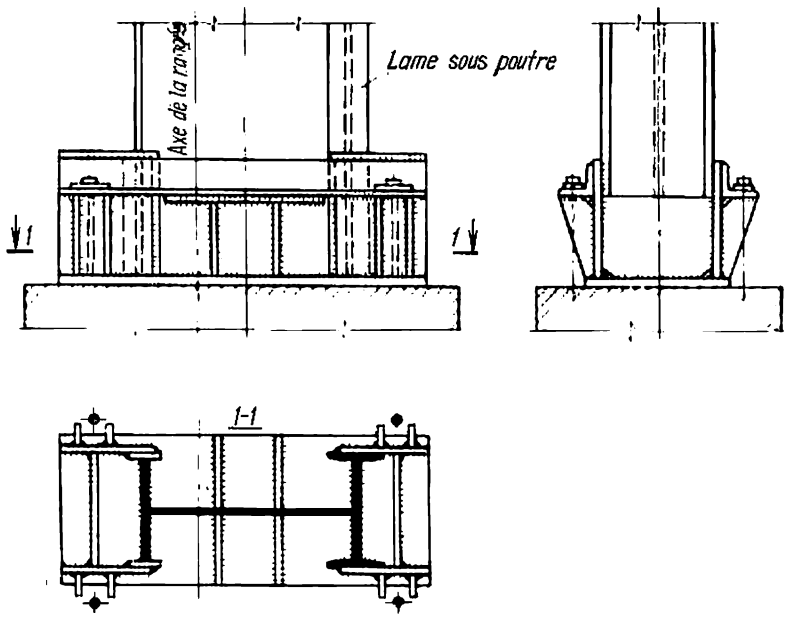



Fig. VIII.30. Sabot à traverses séparées

Les poteaux en treillis des bâtiments industriels ont généralement des sabots séparés assemblés entre eux par des cornières (fig. VIII.31). Si les lames du poteau sont fortement écartées, ces sabots s'avèrent plus économiques que les sabots uniques.

Les sabots sont liés aux fondations au moyen des boulons d'ancrage scellés dans le massif de fondation par enrobage. Pour les poteaux à compression centrée, ces boulons ne sont pas à calculer ; leurs dimensions ($d$ = 22 à 26 mm) sont dictées par des considérations constructives.

Si le poteau encastré doit résister à une flexion, les boulons d'ancrage sont sollicités en traction par le moment fléchissant : leurs diamètres et longueurs doivent alors être spécialement calculés.

L'implantation correcte des boulons d'ancrage doit être garantie par l'emploi des gabarits rigides et contrôlée au moyen d'un instrument géodésique. Les trous de boulons percés sur le sabot sont exé-

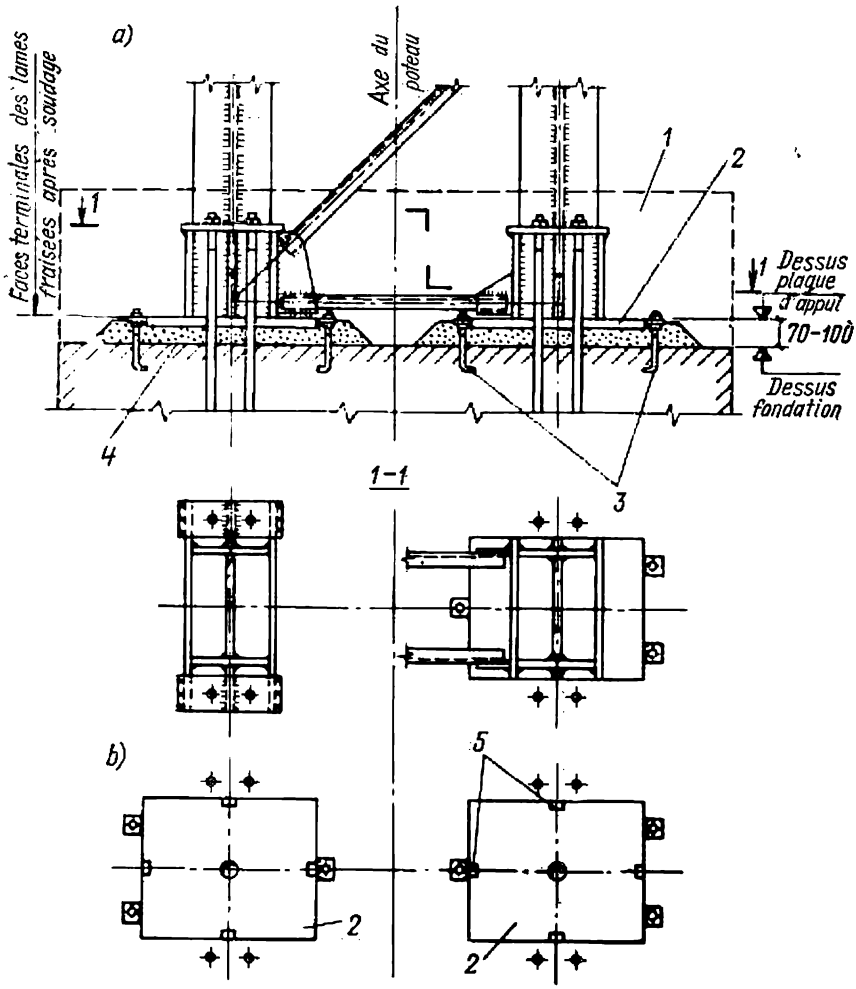



Fig. VIII.31. Sabots pour montage sans ajustage du poteau:
*a*) constitution des sabots; *b*) implantation des plaques d'appui; *1* — enrobage de béton; *2* — plaque d'appui; *3* — boulons d'ancrage; *4* — mortier de ciment; *5* — traits d'implantation

cutés généralement à un diamètre supérieur à celui des boulons et protégés par des rondelles qu'on soude sur le sabot dès que le poteau est mis en position. Après le montage des poteaux, leurs sabots sont enrobés de béton afin de prévenir leur corrosion.

## 2. *Calcul et étude des pieds de poteaux*

*Calcul de la plaque d'appui et de la traverse d'un poteau à compression centrée*

La plaque d'appui d'un poteau à compression centrée est dimensionnée pour que la résistance de calcul du matériau de la fondation

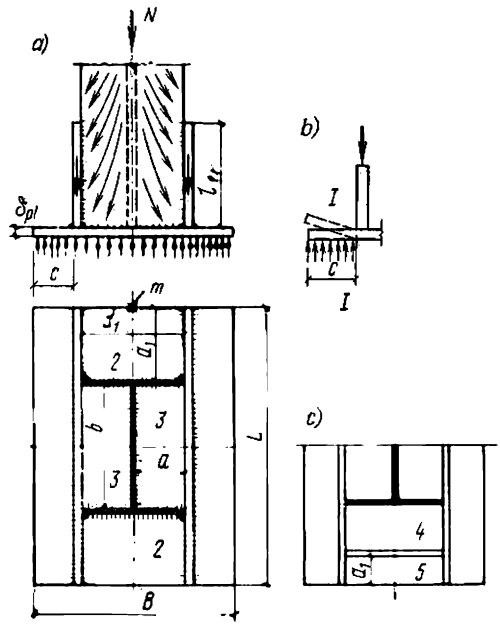



Fig. VIII.32. Pour le calcul de la plaque d'appui d'un poteau à compression centrée

$R^b_{écr}$ puisse reprendre les forces d'écrasement local. L'aire minimale à donner à la plaque est

$$E_{pl} \geqslant N/R^b_{écr}, \qquad \text{(VIII.45)}$$

où $N$ est l'effort de calcul dans le poteau.

La résistance de calcul à l'écrasement du massif de fondation en béton est

$$R^b_{écr} = R^b_{lim}\psi = R^b_{lim}\sqrt[3]{F_f/F_{pl}}, \qquad \text{(VIII.46)}$$

où $R^b_{lim}$ est la résistance limite à la compression du béton (égale à 0,44 kN/cm² pour le béton de la classe de résistance mécanique 100 et à 0,65 kN/cm² pour le béton de la classe 150) ; $F_f$, l'aire de surface du massif de fondation au niveau de l'appui du pied de poteau ; $F_{pl}$, l'aire de la plaque d'appui ; $\psi \leqslant 2$.

Après avoir déterminé l'aire nécessaire de la plaque, on dimensionne le pied en donnant à la plaque une largeur $B$ légèrement supérieure à celle du poteau.

La plaque est sollicitée en flexion par une charge uniformément répartie (pression de réaction de la fondation) $q = \sigma_b = N/LB$.

Il est à noter que les cas de charge sont différents pour les différentes portions de la plaque. On distingue sur la figure VIII.32, *a* trois portions différentes. La portion *1* (fig. VIII.32, *b*) travaille et se calcule comme une console, en isolant une bande large de 1 cm et en cherchant le moment dans la section *I-I* :

$$M = (\sigma_b c^2)/2. \qquad \text{(VIII.47)}$$

La portion *3* (fig. VIII.32, *a*) travaille comme une plaque appuyée sur ses quatre bords et chargée de bas en haut par la même charge uniformément répartie $q = \sigma_b$. Une telle plaque rectangulaire, dont le centre est sollicité par le moment le plus fort, peut avantageusement être calculée en consultant les tables composées par l'académicien V. Galerkine et en se servant des formules

$$M_a = \alpha_1 q a^2; \quad M_b = \alpha_2 q a^2. \qquad \text{(VIII.48)}$$

Ici $M_a$ et $M_b$ sont les moments respectifs calculés pour les bandes larges de 1 cm, étendues dans les directions de *a* et de *b* ; *a* est la longueur du côté court du rectangle ; $\alpha_1$ et $\alpha_2$ sont des coefficients qu'on trouve au tableau VIII.10 en fonction du rapport $b/a$ (*b* étant la longueur du côté long du rectangle) (fig. VIII. 32, *a*).

Si $b/a > 2$, on peut calculer le moment en découpant la bande le long du côté court, comme pour une poutre à simple travée (voir la dernière colonne du tableau VIII.10).

*Tableau VIII.10*

**Coefficients $\alpha_1$, $\alpha_2$ et $\alpha_3$ pour le calcul à la flexion des plaques rectangulaires appuyées sur quatre et trois bords**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Plaques appuyées sur quatre bords | Rapport des côtés $b/a$ | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,5 |
| | $\alpha_1$ | 0,048 | 0,055 | 0,063 | 0,069 | 0,075 | 0,081 |
| | $\alpha_2$ | 0,048 | 0,049 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 |
| Plaques appuyées sur trois bords | Rapport des côtés $a_1/d_1$ | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| | $\alpha_3$ | 0,06 | 0,074 | 0,088 | 0,097 | 0,107 | 0,112 |
| Plaques appuyées sur quatre bords | Rapport des côtés $b/a$ | 1,6 | 1,7 | 1,8 | 1,9 | 2 | $>2$ |
| | $\alpha_1$ | 0,086 | 0,091 | 0,094 | 0,098 | 0,1 | 0,125 |
| | $\alpha_2$ | 0,049 | 0,048 | 0,048 | 0,047 | 0,046 | 0,037 |
| Plaques appuyées sur trois bords | Rapport des côtés $a_1/d_1$ | 1,2 | 1,4 | 2 | $>2$ | — | — |
| | $\alpha_3$ | 0,12 | 0,126 | 0,132 | 0,133 | — | — |

$d_1$ = longueur du bord libre.

Supposant que les bords de la plaque sont encastrés partiellement, les moments calculés d'après la formule (VIII.48) ou comme pour une poutre à simple travée peuvent être réduits de 20 %.

La portion *2* de la plaque travaille comme une plaque appuyée sur trois bords. Le point le plus dangereux d'une telle plaque est le milieu de son bord libre (point *m* sur la figure VIII.32).) Le moment agissant dans cette section est

$$M_3 = \alpha_3 q d_1^2, \qquad \text{(VIII.49)}$$

où $\alpha_3$ est un coefficient tiré du tableau VIII.10 ; $d_1$ est la longueur du bord libre de la plaque.

Si $a_1/d_1 < 0{,}5$, la plaque se calcule comme une console.

L'épaisseur à donner à la plaque est calculée pour le moment le plus fort des moments calculés par les formules (VIII.47) à (VIII.49). La plaque doit être suffisamment épaisse pour répartir uniformément la charge sur la fondation sans fléchir (fig. VIII.32, *b*), c'est-à-dire que le pied de poteau doit travailler à la manière d'une «étampe» rigide.

Le module de résistance d'une plaque épaisse de $\delta_{pl}$ et large de 1 cm est

$$W_{pl} = (1 \cdot \delta_{pl}^2)/6.$$

A condition d'utiliser entièrement la contrainte dans la plaque, égale à la contrainte de calcul, on peut écrire

$$\sigma = M/W_{pl} = (6M)/\delta_p^2 = R,$$

d'où

$$\delta_{pl} = \sqrt{(6M)/R}. \qquad \text{(VIII.50)}$$

En étudiant le pied du poteau, on cherche à donner aux différentes portions de la plaque des épaisseurs (calculées par les formules (VIII.47) à (VIII.49)) sensiblement égales : on peut le faire en variant les dimensions *a*, *b* et *c*. Par exemple, en équipant le pied du poteau (fig. VIII.32, *c*) d'un diaphragme, on subdivise la portion *2* (en bas) en deux portions distinctes : la portion *4* est appuyée sur ses quatre bords, tandis que la portion *5*, reposant sur trois bords seulement, présente un côté $a_1$ moins long.

L'épaisseur de la plaque d'appui varie généralement entre 16 et 40 mm (sauf pour les poteaux à bords fraisés qui peuvent être dotés d'une plaque plus épaisse).

La hauteur à donner à la traverse est choisie en tenant compte de la disposition des soudures qui transmettent les efforts du fût du poteau à la traverse.

*Calcul de la plaque d'appui et des boulons d'ancrage d'un poteau à compression excentrée*

Les sabots placés sous chaque lame d'un poteau en treillis à compression excentrée (fig. VIII.31) sont calculés pour résister à l'effort de compression maximal dans chaque lame, comme pour un poteau à compression centrée.

La pression exercée sur la fondation par le sabot d'un poteau plein à compression excentrée est non uniforme. Dans la direction d'action du moment, la plaque du sabot comprime la fondation, tandis que sur le bord opposé, elle tend à se décoller de la surface du massif de fondation (fig. VIII.33) en surmontant la résistance des boulons d'ancrage.

Au commencement de l'étude du pied du poteau, on se donne tout d'abord la largeur $B$ de la plaque d'appui. La longueur $L$ de la plaque est choisie de telle façon que la contrainte maximale dans la fondation au bord de la plaque $\sigma_{b_{max}}$ ne dépasse pas la résistance de calcul à l'écrasement du béton:

$$\sigma_{b_{max}} = N/F + M/W = \\ = N/(BL) + 6M/(BL^2) \leqslant R^b_{écr}. \quad \text{(VIII.51)}$$

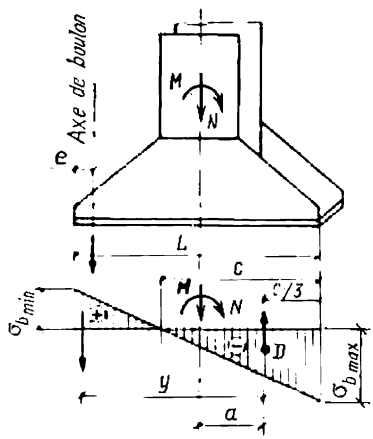



Fig. VIII.33. Pou le calcul des boulons d'ancrage

La contrainte de traction maximale sur le bord opposé de la plaque sera alors

$$\sigma_{b_{min}} = N/F - M/W = \\ = N/(BL) - 6M/(BL^2). \quad \text{(VIII.52)}$$

En déterminant $N$ et $M$, on se place dans le cas de charge le plus défavorable.

Par résolution de (VIII.51) en $L$, on définit la longueur nécessaire de la plaque en fonction de la largeur donnée $B$ et de la résistance de calcul connue du béton $R^b_{écr}$:

$$L = \frac{N}{2BR^b_{écr}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR^b_{écr}}\right)^2 + \frac{6M}{BR^b_{écr}}}. \quad \text{(VIII.53)}$$

Après avoir déterminé $L$ et $B$, on passe à l'étude du pied de poteau et à la détermination de l'épaisseur à donner à la plaque.

En calculant l'épaisseur, on suppose (de façon à augmenter quelque peu la marge de sécurité) que la charge $q = \sigma_{b_{max}}$ exercée sur la plaque est répartie uniformément, sauf pour les portions centrales de la plaque qui peuvent être calculées pour résister à une charge uniformément répartie, égale à la contrainte maximale affectant le bord de la portion en question.

Au calcul des boulons d'ancrage, on admet qu'ils supportent entièrement la force de traction $Z$ définie par la zone tendue de l'épure des contraintes (fig. VIII.33).

On obtient donc, en écrivant l'équation de stabilité par rapport au centre de gravité de la zone triangulaire comprimée de l'épure

des contraintes (c'est-à-dire par rapport au point d'application de la résultante $D$) :

$$M - Na - Zy = 0.$$

On en déduit l'effort total $Z$ imposé aux boulons d'ancrage placés contre un bord du sabot

$$Z = \frac{M - Na}{y} \qquad \text{(VIII.54)}$$

et l'aire de section totale (à fond de filets) de ces boulons

$$F_{nt}^{a} \geqslant \frac{Z}{R_{tr}^{a}} = \frac{M - Na}{yR_{tr}^{a}}, \qquad \text{(VIII.55)}$$

où $R_{tr}^{a}$ est la résistance de calcul à la traction des boulons d'ancrage, égale à 14 kN/cm² pour les boulons en acier 3.

Des relations géométriques, on tire

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{3}, \quad \text{où} \quad c = \frac{\sigma_{b\max}}{\sigma_{b\max} + \sigma_{b\min}} L. \qquad \text{(VIII.56)}$$

En déterminant $c$, si la nature de l'épure est conforme à la figure VIII.33, on ne retient que les valeurs absolues de $\sigma_b$, sans tenir compte de leurs signes.

Le bras de couple des boulons d'ancrage, c'est-à-dire la longueur $y$, est calculé comme suit. D'abord on dessine la pièce attachant le boulon au sabot du poteau, afin de savoir la distance $e$ (fig. VIII.33) qui varie généralement entre 75 et 100 mm. Ensuite on détermine $y$ :

$$y = L - c/3 - e. \qquad \text{(VIII.57)}$$

En calculant les boulons d'ancrage, on prend $M$ et $N$ pour le cas de charge le plus défavorable vis-à-vis des boulons ($M_{max}$ et $N_{resp}$ ou $N_{min}$ et $M_{resp}$).

On obtient très facilement l'aire de section d'un boulon isolé en divisant l'aire totale de la formule (VIII.55) par le nombre des boulons à prévoir sur un bord du sabot. Sur le bord opposé, les boulons sont généralement disposés de façon symétrique. Leur diamètre est choisi entre 20 et 76 mm, car les boulons d'ancrage de fort diamètre sont difficiles à fabriquer.

Les boulons d'ancrage sont ancrés dans le béton soit grâce à leur adhérence sur le béton (fig. VIII.34, *a*, *b*), auquel cas on doit calculer spécialement leur longueur, soit en les équipant d'une plaquette de retenue (fig. VIII.34, *c*) qui reporte la pression du béton exercée sur leur surface.

La profondeur de scellement $l_i$ des boulons peut être déterminée en consultant le tableau VIII.11.

La longueur filetée de la tige du boulon varie généralement entre 120 et 150 mm. Le pied de poteau doit être construit de telle façon

*Tableau VIII.11*

**Dimensions normalisées des boulons d'ancrage**

| Diamètre extérieur du boulon $d$, mm | Aire de section nette (à fond de filets), cm² | Longueur de sceellement, mm | | | Côté $c$ de la plaquette | Effort de calcul maximal admissible pour un boulon, kN (pour $R_{tr}$ = = 14 kN/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | sans plaquette (fig. VIII.34, $a$, $b$) | | avec plaquette (fig. VIII.34, $c$), $l_3$ | | |
| | | $l_1$ | $l_2$ | | | |
| 20 | 2,25 | 700 | — | — | — | 31,5 |
| 22 | 2,81 | 750 | — | — | — | 39,4 |
| 24 | 3,24 | 850 | — | — | — | 45,4 |
| 27 | 4,27 | 950 | — | — | — | 59,8 |
| 30 | 5,18 | 1050 | — | — | — | 72,5 |
| 36 | 7,58 | 1250 | — | 700 | 160×16 | 106 |
| 42 | 10 | 1450 | — | 800 | 200×20 | 140 |
| 48 | 13,4 | — | 1450 | 850 | 240×25 | 187 |
| 56 | 18,75 | — | 1650 | 1000 | 240×25 | 262 |
| 64 | 24,65 | — | 1850 | 1100 | 280×30 | 345 |
| 72 | 31,6 | — | 2000 | 1250 | 280×30 | 442 |
| 76 | 35,8 | — | 2100 | 1350 | 320×30 | 501 |

que le serrage de l'écrou sur le boulon soit facile. On évite donc de rapprocher l'axe du boulon de la traverse à moins de $1{,}5d$ ($d$, diamètre du boulon). Les boulons sont placés en bordure de la plaque

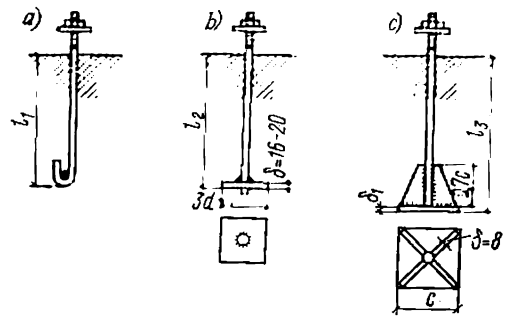



Fig. VIII.34. Types d'ancrage

d'appui, afin de pouvoir déplacer le poteau de tous côtés (d'environ 20 mm) pour assurer sa position correcte au cours du montage.

La hauteur de la traverse est dictée par la disposition des soudures qui attachent le fût du poteau à la traverse.

EXEMPLE VIII.4. Soit à calculer le pied d'un poteau en treillis (fig. VIII.35). Les efforts de calcul maximaux sont les mêmes que dans l'exemple VIII.3: $M = -2205$ m·kN, $N = 2684$ kN; $M = +2219$ m·kN, $N = 1324$ kN.

Efforts maximaux dans les lames du poteau (voir l'exemple VIII.3):

— dans la lame intérieure (sous poutre) $N_{l.int} = 3080$ kN ;
— dans la lame extérieure $N_{l.ext} = 2540$ kN.

Cas de charge pour le calcul des boulons d'ancrage (somme de la charge permanente et de la surcharge de vent) : $M = -1591$ m·kN, $N = 718$ kN.

Cherchons la résistance de calcul à l'écrasement local du béton de la classe de résistance 150 par la formule (VIII.46) :

$$R^b_{écr} = \psi R^b_{écr} \approx 1{,}2 \cdot 0{,}65 = 0{,}78 \text{ kN/cm}^2.$$

Matériau du pied de poteau : acier BCт3. Electrodes Э42.

On dimensionne les plaques d'appui des lames. A cet effet, on détermine l'aire nécessaire des plaques à l'aide de la formule (VIII.45) :

$$F^n_{pl} = N_{l.int}/R^b_{écr} = \frac{3080}{0{,}78} \text{ cm}^2 =$$

$$= 3950 \text{ cm}^2 ;$$

$$F^n_{pl} = N_{l.ext}/R^b_{écr} = \frac{2540}{0{,}78} \text{ cm}^2 =$$

$$= 3260 \text{ cm}^2.$$

En fonction de l'aire nécessaire et de la largeur des lames, on fixe les dimensions des plaques en rajoutant 50 mm sur chaque bord dans le sens de la largeur de la lame :

$$F^{l.int}_{pl} = 70 \cdot 58 \text{ cm}^2 = 4060 \text{ cm}^2 ;$$

$$F^{l.ext}_{pl} = 70 \cdot 48 \text{ cm}^2 = 3360 \text{ cm}^2.$$

La contrainte effective sous les plaques sera :

$$\sigma^{l.int}_b = \frac{N_{l.int}}{F^{l.int}_{pl}} = \frac{3080}{4060} \text{ kN/cm}^2 =$$

$$= 0{,}758 \text{ kN/cm}^2 < R^b_{écr} = 0{,}78 \text{ kN/cm}^2 ;$$

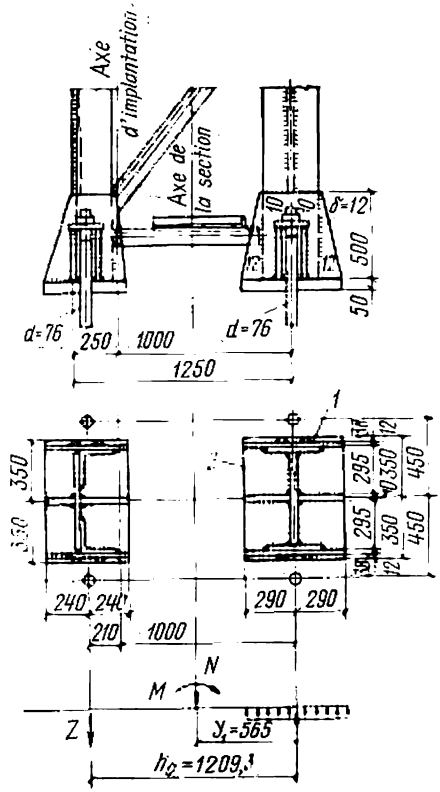



Fig. VIII.35. Pour l'exemple VIII.4

$$\sigma^{l.ext}_b = \frac{N_{l.ext}}{F^{l.ext}_{pl}} = \frac{2540}{3360} = 0{,}755 \text{ kN/cm}^2 < R^b_{écr} = 0{,}78 \text{ kN/cm}^2.$$

Cherchons l'épaisseur à donner à la plaque de la lame intérieure pour le cas de travail en flexion.

Sur la portion *1* la plaque travaille en console sollicitée par la charge répartie provenant de la réaction du massif de fondation en béton $q = \sigma_b$ (fig. VIII.35). On a par la formule (VIII.47)

$$M_1 = \frac{\sigma_b c^2}{2} = \frac{0{,}758 \cdot 3{,}8^2}{2} \text{ cm·kN} = 5{,}48 \text{ cm·kN}.$$

Sur la portion *2*, la plaque est appuyée sur trois bords et sollicitée également par une charge uniformément répartie $q = \sigma_b$.

Le moment fléchissant dans la portion de plaque appuyée sur trois bords se calcule par la formule (VIII.49) :

$$M_2 = \alpha_3 \sigma_b b^2 = 0{,}111 \cdot 0{,}758 \cdot 29{,}5^2 = 73{,}2 \text{ cm·kN} ;$$

le coefficient $\alpha_3$ a été trouvé au tableau VIII.10, compte tenu du rapport $a_1/d_1 = 29/29{,}5 = 0{,}98$.

Connaissant le moment fléchissant maximal dans la plaque, on en déduit l'épaisseur de la plaque à l'aide de la formule (VIII.50) :

$$\delta_{pl} = \sqrt{\frac{6M}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 73{,}2}{17}} \text{ cm} = 5 \text{ cm}.$$

Soit $\delta_{pl} = 50$ mm (on a $R = 17$ kN/cm² pour une tôle en acier BCт3 d'épaisseur supérieure à 40 mm).

Calcul de la traverse. On donne à la traverse une hauteur de 500 mm et une épaisseur de 12 mm, après quoi, on vérifie la traverse à la flexion et au cisaillement :

$$q_t = \sigma_b d_t = 0{,}758\,(3{,}8 + 1{,}2 + 29{,}5/2)\,14{,}9 \text{ kN/cm};$$

$$M_t = \frac{q_t a^2}{2} = \frac{14{,}9 \cdot 13^2}{2} \text{ cm} \cdot \text{kN} = 1260 \text{ cm} \cdot \text{kN};$$

$$Q_t = q_t a = 14{,}9 \cdot 13 \text{ kN} = 194 \text{ kN};$$

$$W_t = \frac{\delta_t h_t^2}{6} = \frac{1{,}2 \cdot 50^2}{6} \text{ cm}^3 = 500 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma = \frac{M_t}{W_t} = \frac{1260}{500} \text{ kN/cm}^2 = 2{,}52 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_t}{h_t \delta_t} = \frac{194}{50 \cdot 1{,}2} \text{ kN/cm}^2 = 3{,}23 \text{ kN/cm}^2 < R_{cis} = 13 \text{ kN/cm}^2.$$

On calcule l'épaisseur des cordons d'attache de la traverse sur l'aile du poteau : on a $l_c = 50 - 2 = 48$ cm (en réduisant la longueur de 2 cm pour tenir compte d'une pénétration insuffisante aux extrémités de la soudure) ;

$$h_c \geqslant \frac{q_t L}{2 \cdot 0{,}7 l_c R_{an}^s} = \frac{14{,}9 \cdot 58}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 48 \cdot 15} \text{ cm} = 0{,}86 \text{ cm},$$

soit $h_c = 10$ mm.

Cherchons l'épaisseur des cordons d'attache de la traverse sur la plaque :

$$h_c \geqslant \frac{q_t L}{0{,}7 \Sigma l_c R_{an}^s} = \frac{14{,}9 \cdot 58}{0{,}7\,[(58-2) + 2\,(13-2)]\,15} \text{ cm} = 1{,}05 \text{ cm},$$

soit $h_c = 12$ mm.

Calcul du raidisseur de la plaque.

Hauteur 600 mm, épaisseur 10 mm. On vérifie le raidisseur à la flexion et au cisaillement :

$$q_r = \sigma_b d_r = 0{,}758\,(29{,}5 + 1) \text{ kN/cm} = 23{,}20 \text{ kN/cm};$$

$$M_r = \frac{q_r a^2}{2} = \frac{23{,}2 \cdot 29^2}{2} \text{ cm} \cdot \text{kN} = 9750 \text{ cm} \cdot \text{kN};$$

$$Q_r = q_r a = 23{,}2 \cdot 29 \text{ kN} = 673 \text{ kN};$$

$$W_r = \frac{\delta_r h_r^2}{6} = \frac{1 \cdot 60^2}{6} \text{ cm}^3 = 600 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma = M_r / W_r = \frac{9750}{600} \text{ kN/cm}^2 = 16{,}3 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_r}{h_r \delta_r} = \frac{673}{60 \cdot 1} \text{ kN/cm}^2 = 11{,}2 \text{ kN/cm}^2 < R_{cis} = 13 \text{ kN/cm}^2.$$

Calcul des soudures d'attache du raidisseur sur l'âme du poteau. Le raidisseur est attaché par deux cordons d'épaisseur $h_c = 10$ mm. Les cordons doivent résister au cisaillement et au moment ; on les vérifie donc pour la contrainte résultante

$$\sigma_c = M_r/W_c = 975/785 = 12{,}4 \text{ kN/cm}^2,$$

où

$$W_c = \frac{2 \cdot 0{,}7 h_c l_c^2}{6} = \frac{2 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 58^2}{6} = 785 \text{ cm}^3;$$

$$\tau_c = \frac{Q_r}{2 \cdot 0{,}7 h_c l_c} = \frac{673}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 58} \text{ kN/cm}^2 = 8{,}3 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\sigma_{rés} = \sqrt{\sigma_c^2 + \tau_c^2} = \sqrt{12{,}4^2 + 8{,}3^2} = 14{,}9 \text{ kN/cm}^2 < R_{an}^s = 15 \text{ kN/cm}^2.$$

Déterminons l'épaisseur des cordons d'attache du raidisseur sur la plaque :

$$h_c \geqslant \frac{Q_r}{2 \cdot 0{,}7 l_c R_{an}^s} = \frac{673}{2 \cdot 0{,}7 (29 - 1 - 2) 15} = 1{,}23 \text{ cm};$$

soit $h_c = 1{,}4$ cm.

Les boulons d'ancrage sont calculés pour un cas de charge spécial (voir l'énoncé) : $N = 718$ kN, $M = 1591$ m·kN.

Déterminons l'effort total dans tous les boulons placés sous une lame à l'aide de la formule (VIII.54) :

$$Z = N_I = \frac{M - N \cdot y_1}{h_0} = \frac{1591 \cdot 10^2 - 718 \cdot 56{,}5}{120{,}93} \text{ kN} = 982 \text{ kN}.$$

L'aire de section nécessaire des boulons d'ancrage se calcule par la formule (VIII.55) :

$$F_{nt}^a = Z/R_{tr}^a = 982/14 \text{ cm}^2 = 70{,}2 \text{ cm}^2.$$

En consultant le tableau VIII.11, on choisit de prendre deux boulons $d = 76$ mm, $F = 2 \cdot 35{,}8 = 71{,}6$ cm², longueur de scellement $l_3 = 1350$ mm.

CHAPITRE IX

# OSSATURE EN ACIER D'UN BÂTIMENT INDUSTRIEL SANS ÉTAGES

## § 44. GÉNÉRALITÉS

L'ossature en acier d'un bâtiment industriel constitue la structure portante principale qui reprend les charges provenant du poids des murs, planchers et couverture, les surcharges climatiques, les surcharges dues aux ponts roulants, et aussi, en certains cas, le poids de l'équipement technologique et des plates-formes d'opération.

Avant de commencer l'étude d'un bâtiment industriel, il convient de s'assurer que l'utilisation de l'acier pour l'ouvrage envisagé est bien justifiée.

Les principales applications de l'acier et du béton armé dans le génie civil industriel sont définies par les Règles techniques d'utilisation rationnelle des principaux matériaux de construction (TII 101-76).

Au stade de l'avant-projet, on doit déjà avoir des notions précises sur le caractère de l'exploitation future de l'ouvrage, qui sont importantes tant pour la technologie que pour les solutions générales à adopter pour la construction.

Par technologie, on entend ici les renseignements sur le procédé de fabrication, la disposition des voies ferrées et des chemins de roulement dans la halle, les surcharges et leurs caractéristiques dynamiques, l'équipement en sous-sol, les aires d'opération et de réparation, les galeries, les échelles, la succession des travaux de construction, les possibilités de l'extension des ateliers, les locaux réservés à l'usage du personnel, etc.

En ce qui concerne les renseignements importants pour les dispositions générales du projet, il s'agit de la place occupée par la halle donnée sur le plan de masse, du niveau du sol, de la nature du terrain, du niveau phréatique, de la résistance de calcul des sols, des matériaux de construction disponibles sur place, des conditions relatives à l'éclairage, à l'aération, au chauffage, etc.

L'ouvrage futur doit satisfaire à toutes les conditions d'exploitation, c'est-à-dire qu'il doit être solide, stable et présenter la rigidité nécessaire dans l'espace. Il doit assurer de bonnes conditions

de travail pour le personnel (l'atelier doit être clair, chaud, bien aéré) et des conditions techniques normales de fonctionnement:

— les chemins de roulement du pont roulant doivent être suffisamment rigides;

— les surfaces vitrées doivent être faciles à entretenir;

— le système d'évacuation d'eau doit être efficace;

— les portes et les fenêtres doivent s'ouvrir et se fermer sans difficulté;

— le revêtement des planchers doit être choisi judicieusement, etc.

La masse de l'ouvrage doit être aussi petite que possible, tandis que la main-d'œuvre nécessaire et le temps de construction doivent être réduits au minimum: pour que ces exigences soient remplies, on doit choisir le schéma général le plus rationnel. L'utilisation optimale du matériau de construction suppose, entre autres facteurs, une certaine concentration: en effet, si l'on réussit à concentrer le métal en créant quelques éléments très puissants, susceptibles de reporter des charges élevées, on réalise par là même une économie non négligeable de métal, car, premièrement, la masse des éléments auxiliaires diminue considérablement, et deuxièmement, les éléments comprimés deviennent moins élancés et présentent un coefficient $\varphi$ plus grand. En effet, la capacité de charge d'un tel élément croît plus vite que sa masse. Ce principe porte le nom de *principe de concentration du matériau*. Conformément à ce principe, les constructeurs ont abandonné les fermes à diagonales multiples ou à treillis multiples et ont penché pour les fermes triangulées.

Les exigences dictées par l'industrialisation et le désir de fabriquer et de monter les constructions dans les meilleurs délais ont fait que les constructeurs cherchent à standardiser au maximum les éléments de construction et à leur donner une forme aussi simple que possible.

Il y a deux classes principales de bâtiments industriels: les bâtiments sans étages et les bâtiments à étages. Les premiers sont de loin les plus répandus; ils peuvent avoir une seule travée ou des travées multiples.

L'ossature portante en acier d'un bâtiment industriel reporte la presque totalité des charges imposées; les principaux éléments d'une telle ossature sont les portiques plans transversaux (fig. IX.1) formés par les poteaux et les fermes de toiture (poutres principales). Longitudinalement, les portiques supportent d'autres éléments d'ossature, tels que: poutres de roulement, traverses des pans de fer, pannes de toiture, lanterneaux,...

La bonne rigidité dans l'espace de l'ossature est garantie par des contreventements longitudinaux et transversaux, ainsi que, dans les cas nécessaires, par l'encastrement des poutres de portiqes dans les poteaux.

Dans les halles à travées multiples, lorsque les poteaux intermédiaires sont largement espacés, les fermes intermédiaires prennent

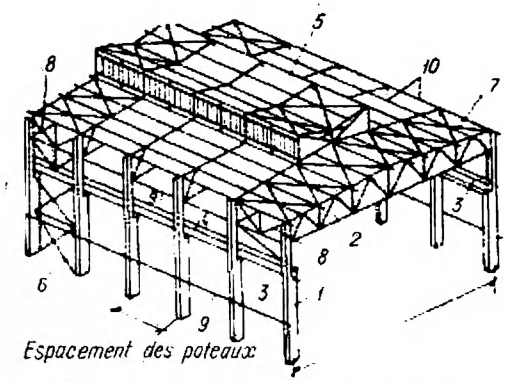



Fig. IX.1. Eléments principaux de l'ossature d'acier d'un bâtiment industriel: *1* — poteau de portique; *2* — ferme de toiture (poutre en treillis du portique); *3* — poutres de roulement du pont roulant; *4* — poutre-frein; *5* — lanterneau; *6* — contreventements verticaux des poteaux; *7* — contreventements horizontaux du comble; *8* — contreventements verticaux du comble; *9* — pan de fer du mur; *10* — pannes

appui sur des sablières posées sur les files longitudinales des poteaux (fig. IX.2). Disposées parallèlement aux poutres de roulement dans les files intermédiaires des poteaux, les sablières peuvent quelquefois être associées à celles-ci, toujours dans le but d'une meilleure con-

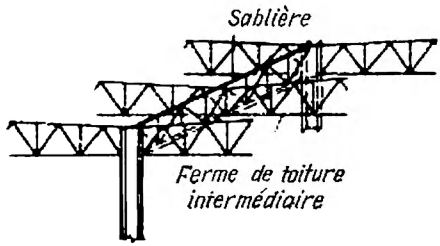


Fig. IX.2. Fermes de toiture prenant appui sur une sablière

centration du matériau: la solution représentée sur la figure X.6 illustre ce cas (la membrure inférieure de la sablière est constituée par des poutres de roulement).

La couverture, qui protège le bâtiment contre les précipitations, et la charpente qui la supporte (fermes de toiture, sablières, pannes, lanterneaux, etc.) constituent le comble, ou la toiture. Le comble est calculé pour résister principalement à une charge permanente (son propre poids) et à une surcharge (la neige).

Les éléments de la charpente qui renforcent le mur ou constituent (parfois) son ossature portante sont désignés sous le terme de pan de fer. Les charges qui sollicitent le pan de fer sont :

— dans le sens vertical : le poids du mur ;

— dans le sens horizontal : la poussée du vent.

Un portique transversal est conçu pour résister à une charge permanente (son propre poids) et à quelques surcharges (neige, vent, pont roulant). Pour tenir compte de l'action simultanée de plusieurs surcharges, on multiplie les efforts par un coefficient $n_s = 0{,}9$ appelé coefficient d'action simultanée. La surcharge de pont roulant se compose de la pression verticale et des forces de freinage horizontales qui agissent tant dans le sens transversal que dans le sens longitudinal. Les efforts transversaux exercés sur les poutres de roulement sont encaissés par des poutres-freins, et les efforts de freinage longitudinaux, par les contreventements prévus entre les poteaux.

Les dimensions générales d'une halle industrielle — la portée (voir fig. IX.1), la hauteur dessus rail $h_1$ (fig. IX.3) et la hauteur sous entrait $H$ — sont choisies en tenant compte de l'encombrement des équipements et de la nature du procédé de fabrication prévu dans l'atelier. En accord avec les principes généraux de modulation, le bâtiment équipé d'un pont roulant doit avoir une hauteur sous entrait multiple de 1,2 m (largeur d'un panneau de mur préfabriqué) jusqu'à la cote 10,8 m ; au-dessus de cette cote, la hauteur sous entrait sera multiple de 1,8 m. Le gabarit de passage du pont roulant $H_{p.r}$ au-dessus du rail de roulement doit être conforme au Standard d'Etat pour les ponts roulants. La hauteur sous entrait $H$ comprend donc la hauteur dessus rail $h_1$ et une hauteur $h_2$ qui se compose du gabarit de passage du pont roulant $H_{p.r}$ augmentée de 200 à 250 mm afin de tenir compte :

— de la flèche possible des fermes des toitures et des contreventements au niveau des membrures inférieures ;

— de la hauteur des ailes débordantes vers le bas des cornières qui constituent généralement les contreventements (voir fig. IX.12).

Les principaux facteurs qui président au choix du schéma général d'un bâtiment à une ou plusieurs travées sont :

— les surcharges des ponts roulants et les régimes de fonctionnement des ponts roulants et de l'atelier dans son ensemble ;

— les surcharges dues au poids de la couverture (type de la couverture, surcharge de neige) ;

— la hauteur de l'atelier ;

— le nombre des travées.

On classe donc les ateliers, en fonction des conditions de travail, en ateliers à service facile, modéré et dur.

Une importance toute particulière, surtout en métallurgie, revient au régime de service de l'atelier, lequel est défini dans une certaine mesure par le service des ponts roulants. En règle générale, les ateliers équipés de ponts roulants à service dur et très dur sont caractérisés par des processus de fabrication continus, si bien que la

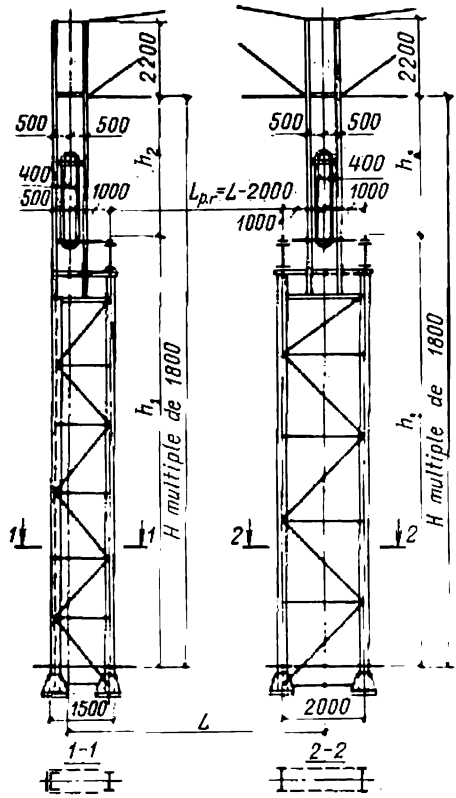



Fig. IX.3. Dimensions générales dans le sens de la hauteur d'une halle. Espacement horizontal des poteaux équipés de passerelles de visite pour un atelier à service dur

réparation des ponts roulants et de leurs chemins de roulement se fait dans les conditions d'une production ininterrompue, ce qui impose certaines particularités constructives propres à faciliter la réparation des pièces et des assemblages.

Dans un atelier équipé de ponts roulants à service dur, on doit prévoir des passerelles de visite (larges de 400 mm) au niveau des poutres de roulement, en tête des poteaux (voir fig. IX.3); ces passerelles seront protégées avec des garde-fous sur toute la longueur du chemin de roulement (voir fig. VI.49).

Pour s'assurer que le projet de l'ossature d'acier d'un bâtiment industriel est établi bien rationnellement, on recommande de reporter le poids du métal au $m^2$ de la surface du bâtiment ; à ce titre, le tableau IX.3 cite quelques chiffres de consommation de métal pour les différents ateliers.

## § 45. QUADRILLAGE DES POTEAUX

### *1. Espacement des poteaux. Travées*

Dans le projet de l'ossature en acier d'une halle, on fixe tout d'abord le quadrillage des poteaux, c'est-à-dire le schéma de leur disposition et leur espacement. Afin de pouvoir utiliser des éléments normalisés, il convient de moduler l'espacement, c'est-à-dire de choisir un espacement multiple d'une longueur constante appelée module.

Le système modulaire, qui établit des relations déterminées entre les dimensions principales de l'ouvrage et de ses éléments, constitue la base de la normalisation.

Pour les bâtiments industriels sans étages, on retient comme module principal une longueur de 3 m. Les portées larges jusqu'à 18 m seront donc multiples de 3 m, et plus larges que 18 m, multiples de 6 m. L'espacement des poteaux sera, lui aussi, généralement multiple de 6 m Les poteaux sont le plus souvent espacés de 6 m ou de 12 m (si la technologie n'impose pas un espacement encore plus large). Plus le bâtiment est haut, plus l'espacement des poteaux doit être large.

Les largeurs des travées et l'espacement des poteaux sont déterminés en premier lieu par la nature de la production de l'atelier envisagé et par les évolutions des ponts roulants et des autres appareils de manutention nécessités par les conditions de production. La modernisation incessante de la technologie de fabrication actuelle nécessite bien souvent des modifications à apporter à l'intérieur d'un ouvrage terminé : cela explique la tendance à l'augmentation de l'espacement des poteaux, assurant la polyvalence des halles et leur adaptation à tous les types de production.

L'implantation des poteaux doit absolument tenir compte de la technologie de fabrication adoptée pour l'atelier donné ; on doit, en particulier, s'en tenir strictement aux modules d'espacement et de portée retenus.

### *2. Joints de dilatation*

La longueur et la largeur générales de la halle sont déterminées par les exigences de la technologie. Si ces dimensions sont grandes, les différents éléments du bâtiment risquent de présenter de fortes déformations à cause de la variation de température en été et en hiver. La déformation thermique est définie par l'équation $\Delta = \alpha l t$,

où $\alpha$ est le coefficient de dilatation linéaire ($\alpha = 0{,}000012$ pour l'acier), $l$ la longueur de l'élément et $t$ la différence des températures. Les déformations des poteaux causées par l'échauffement et s'accentuant du centre de l'ouvrage vers les bords sont illustrées sur la figure IX.4.

Les halles longues seront avantageusement divisées en compartiments séparés par des joints de dilatation. L'espacement des joints

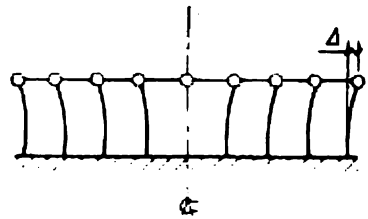


Fig. IX.4. Déformations thermiques des poteaux

de dilatation sur les ouvrages d'acier, qui permet de négliger les effets de la température, est indiqué dans le tableau IX.1.

Si, à l'intérieur d'un compartiment de la halle, il y a deux contreventements verticaux entre poteaux, l'écartement d'axe en axe de ces contreventements ne doit pas excéder 50 m pour les bâtiments clos et 30 m pour les estacades ouvertes.

Dans les bâtiments à poteaux en béton armé composés, les joints de dilatation seront espacés de 60 à 70 m au plus, et les joints sur les murs portants en maçonnerie, de 40 à 60 m au plus.

*Tableau IX.1*

**Dimensions maximales (en m) des compartiments des bâtiments et ouvrages, séparés par des joints de dilatation**

| Catégorie de l'ouvrage | Distance entre la face en bout du compartiment et l'axe du contreventement vertical le plus voisin | | Longueur du compartiment (dans le sens du long pan du bâtiment) | | Largeur du compartiment (du bâtiment) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $t \geqslant -40$ °C | $-40$ °C $> t > -65$ °C | $t \geqslant -40$ °C | $-40$ °C $> t > -65$ °C | $t \geqslant -40$ °C | $-40$ °C $> t > -65$ °C |
| Estacades ouvertes . . . . . | 90 | 60 | 230 | 160 | 150 | 110 |
| Bâtiments non chauffés, ateliers de traitement thermique . . . . . | 75 | 50 | 200 | 140 | 120 | 90 |
| Bâtiments chauffés . . . . . | 50 | 40 | 130 | 100 | — | — |

La solution la plus rationnelle consiste à monter sur un massif de fondation commun des portiques transversaux jumelés formés de poteaux jumelés, de fermes jumelées, etc., c'est-à-dire à étudier le bâtiment par blocs juxtaposés qu'on peut considérer comme isolés. Afin de respecter la modulation, on fait coïncider l'axe du joint de dilatation avec l'axe d'implantation, les axes des poteaux étant décalés de 500 mm par rapport à l'axe du joint (fig. IX.9). Une telle solution permet d'utiliser des panneaux de murs préfabriqués standards. Dans certains cas où les dimensions de l'équipement technologique s'y opposent, on peut augmenter l'écartement entre portiques jumelés jusqu'à 1 m au maximum ; en pareils cas, les axes des poteaux se confondent avec ceux des files des poteaux.

La pratique d'exploitation des bâtiments a condamné les joints de dilatation réalisés par simple juxtaposition longitudinale des éléments munis de trous oblongs ; une telle disposition s'est avérée insuffisamment fiable.

## § 46. PORTIQUES TRANSVERSAUX

### *1. Halles à simple travée*

Comme exemples de halles à simple travée, on peut citer :
— les ateliers de forge et d'emboutissage ;
— les ateliers de traitement thermique ;
— les pits chauffés ;
— les halles de coulée en lingotières ;
— les bâtiments des mélangeurs, etc.

Chacune de ces halles doit posséder une très bonne rigidité dans le sens transversal, car les chemins de roulement des ponts roulants doivent être bien rigides dans le plan horizontal. Compte tenu de ces conditions, on préfère dans la plupart des cas des portiques transversaux, qui peuvent être de trois types :

— portiques à deux articulations aux angles supérieurs (fig. IX.5, *a*, *d*) ;
— portiques à deux articulations sur les appuis (fig. IX.5, *b*) ;
— portiques encastrés (fig. IX.5, *c*, *e*).

Le portique encastré est bien rigide et économique, ce qui détermine son utilisation prépondérante en tant que charpente transversale de l'ossature en acier d'un bâtiment industriel à simple travée.

La poutre principale d'un tel portique est faite le plus souvent en treillis, en raison de sa légèreté et raideur.

Pour assurer une bonne rigidité du bâtiment dans le sens transversal, la ferme de toiture faisant office de poutre horizontale du portique est encastrée aux poteaux. A cause de l'encastrement aux extrémités de la ferme, un moment d'appui $M_{ap}$ vient s'ajouter aux réactions sur appuis (fig. IX.6, *a*). Divisant le moment d'appui $M_{ap}$ par la hauteur de retombée $h_{ap}$ de la ferme, on obtient le couple

de forces horizontales $H$ qui agissent sur la ferme et sur les poteaux (fig. IX.6, *b*):

$$H = M_{ap}/h_{ap}. \qquad (IX.1)$$

Les valeurs des moments sur appuis sont calculées par la mise en équations du portique selon les méthodes générales de la Mécanique

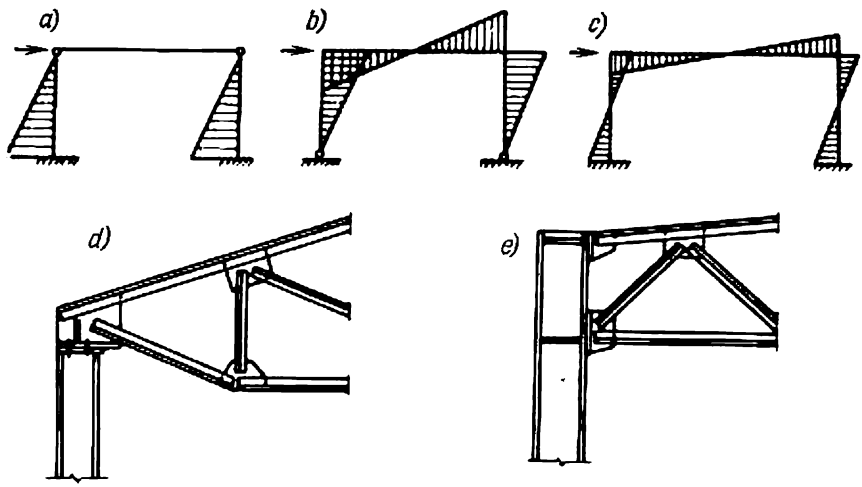



Fig. IX.5. Schémas des portiques transversaux

des structures. En fonction de la direction des forces horizontales $H$, ces forces s'ajoutent ou se retranchent aux efforts verticaux qui sollicitent tel ou tel élément de la ferme.

Les efforts dans les barres sont calculés généralement pour les deux cas de charge les plus défavorables, respectivement pour les

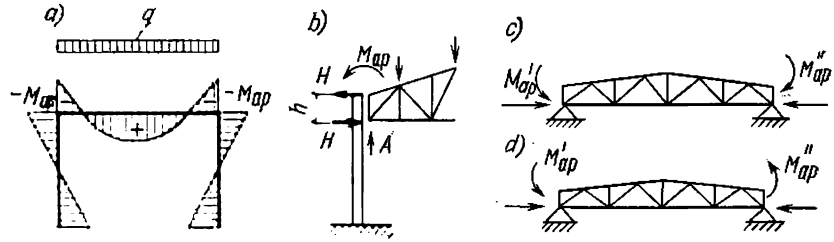



Fig. IX.6. Moment d'appui de la ferme en treillis d'un portique. Différents cas de charge dans les sections des retombées des fermes

membrures (fig. IX.6, *c*) et pour les diagonales (fig. IX.6, *d*). En construisant un graphique de Crémona, on détermine les efforts additionnels dans les barres de la ferme en fonction des forces horizontales $H$ connues.

L'effort pour lequel la barre est calculée se compose d'un effort vertical (déterminé par analogie au cas d'une ferme isostatique) et d'un effort provenant du moment d'appui. Si la direction du moment d'appui est telle que l'un quelconque des éléments de la ferme subit une charge moins grande, on néglige généralement cette diminution dans la prévision des cas où la ferme travaillerait comme un système isostatique, les moments d'appui n'entraînant aucune diminution des charges (le système n'étant donc sollicité que par des efforts verticaux).

L'encastrement de la ferme sur le poteau est réalisé comme il est montré sur la figure IX.7, *a*. Dans le nœud d'appui inférieur, la pression d'appui $A$ et la force horizontale $H$ (engendrée par le moment du nœud du portique) sont transmises séparément. Le gousset d'appui (section soudée en T) reporte la pression d'appui $A$ sur un tasseau par l'intermédiaire des surfaces terminales dressées. Le plat d'appui déborde de 10 à 20 mm. Son épaisseur est de 16 à 20 mm. Le tasseau, confectionné à partir d'une équerre en cornière ou d'une tôle forte ($\delta = 30$ mm) et soudé sur le poteau, a une largeur légèrement supérieure à celle du plat d'appui. Chacune des soudures verticales d'attache du tasseau sur le poteau est calculée pour résister à un effort égal aux 2/3 de $A$, car la charge peut être excentrée.

Les forces horizontales $H$ peuvent engendrer des efforts de compression et de traction dans le nœud, aboutissant à l'arrachement de celui-ci ; les efforts de traction sont reportés par des boulons bruts. La force $H$ appliquée au niveau de l'axe de la membrure ne coïncide que rarement avec le centre de l'attache par boulons ; on admet donc que la rotation du nœud qui s'ensuit a lieu autour de la file des boulons les plus éloignés du point d'action de la force $H$ (environ 40 à 80 mm plus bas que la tranche supérieure du gousset). Le boulon le plus sollicité (un boulon de bas, voir fig. IX.7, *b*) subit alors l'effort

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \frac{Hzl_1}{\sum l_i^2}, \qquad \text{(IX.2)}$$

où $z$ est la distance entre l'axe de la membrure inférieure de la ferme (ligne d'action de la force $H$) et celui des boulons les plus éloignés (axe fictif de rotation du nœud) ; $l_1$, l'écartement entre les boulons extrêmes ; $\sum l_i^2$, la somme des carrés des distances des axes des boulons à l'axe de rotation du nœud (on a sur la figure $\sum l_i^2 = l_1^2 + l_2^2$) ; 1/2 est le coefficient qui tient compte de ce que chaque file horizontale de l'attache comporte deux boulons.

Les trous de boulons sur le plat d'appui ont un diamètre de 3 à 4 mm supérieur à celui des boulons, afin de mettre les boulons bruts à l'abri de la réaction d'appui qui peut être provoquée par les imperfections du soudage du tasseau dans le sens de la hauteur : ces boulons ne doivent travailler qu'en traction.

Le cordon de soudure qui attache le gousset au plat d'appui (fig. IX.7, *a*) se trouve dans un état de contrainte triaxiale : il reporte la

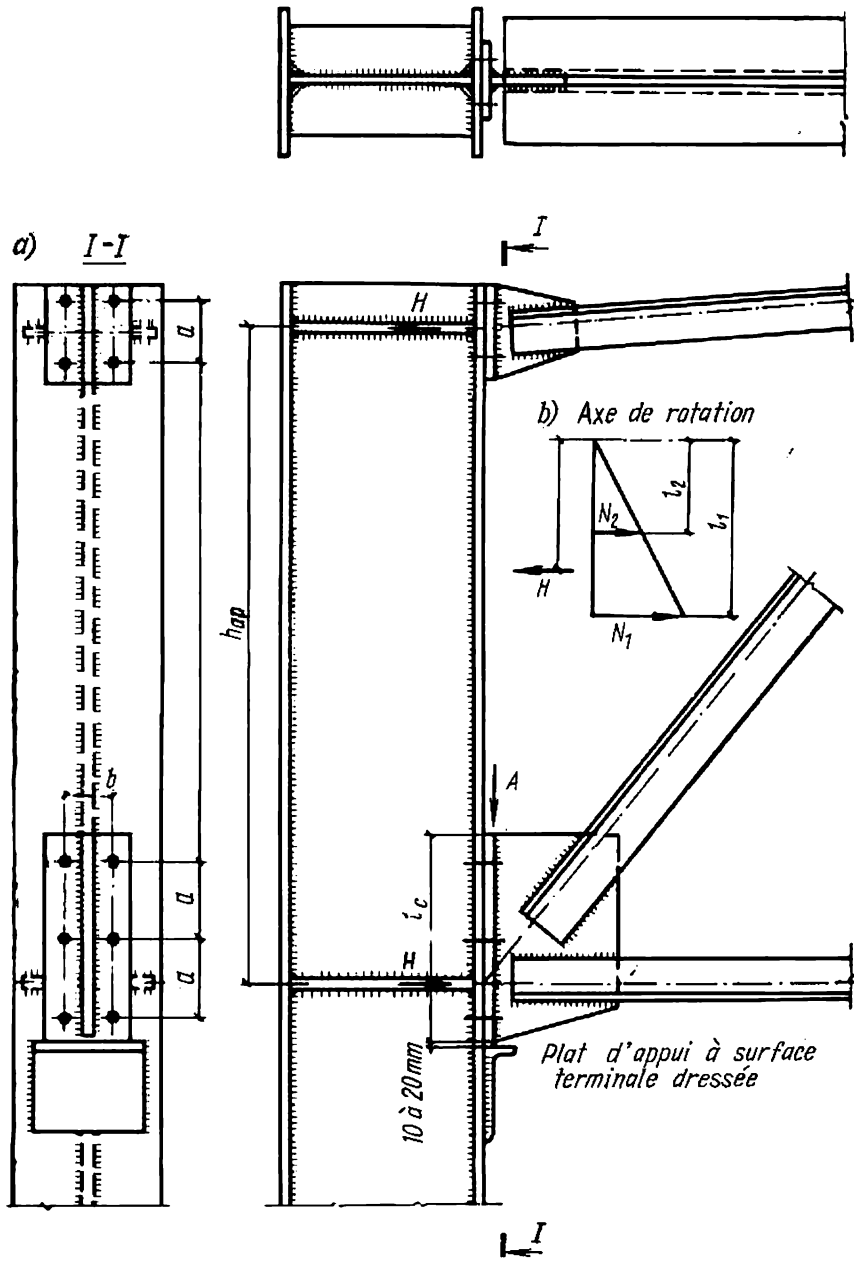



**Fig. IX.7. Ferme encastrée sur le poteau**

pression d'appui $A$ et une force excentrée $H$ sur le poteau. C'est son point le plus bas qui subit la charge la plus élevée. Le cordon d'attache est vérifié à l'aide d'une formule empirique

$$\sqrt{\sigma_c^2+\tau_c^2} \leqslant R_{an}^s, \qquad \text{(IX.3)}$$

dans laquelle

$$\sigma_c = \frac{H}{1{,}4h_c l_c} + \frac{6Hz_1}{1{,}4h_c l_c^2}; \quad \tau_c = \frac{A}{1{,}4h_c l_c},$$

où $h_c$ est l'épaisseur du cordon; $l_c$, la longueur du cordon; $z_1$, l'excentricité de la force $H$ par rapport au milieu du cordon.

### 2. *Contreventements*

La rigidité nécessaire de la halle dans l'espace et la stabilité des éléments des portiques sont assurées par le contreventement des portiques. On distingue les contreventements horizontaux (dans le

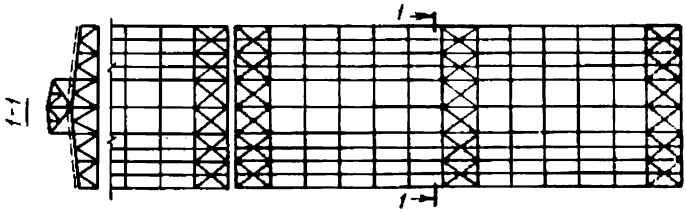



Fig. IX.8. Contreventements des membrures supérieures des fermes

plan des membrures supérieures et inférieures des fermes) et verticaux (entre les fermes et les poteaux).

Les contreventements sont posés pour:

— maintenir la forme invariable de l'ouvrage tant pendant son exploitation qu'au cours du montage;

— assurer la stabilité des éléments comprimés;

— reporter et distribuer toutes les charges horizontales (poussée du vent et forces d'inertie, dues par exemple au freinage du pont roulant).

Le contreventement des membrures supérieures de fermes a été étudié au § 37. Il garantit la stabilité de la membrure au flambement dans un plan perpendiculaire au plan de la ferme. La figure IX.8 illustre un cas de contreventement des membrures supérieures des fermes supportant les pannes de la toiture.

En l'absence de pannes, les grosses dalles en béton armé sont soudées directement sur les membrures supérieures des fermes; la couverture devient alors si rigide que les contreventements peuvent sembler superflus. Or, dans le but d'assurer la bonne rigidité de la charpente pendant le montage des dalles, on est amené à placer des barres de contreventement entre les membrures supérieures

des fermes extrêmes des compartiments séparés par des joints de dilatation ; on place également des barres-entretoises dans le voisinage du faîtage des fermes, au droit des appuis et, quelquefois, sous les montants extrêmes des lanterneaux. Les membrures supérieures des fermes intermédiaires se trouvent ainsi contreventées par ces barres. Le tronçon de la membrure supérieure entre deux points d'attache, au cours du montage, doit avoir un élancement ne dé-

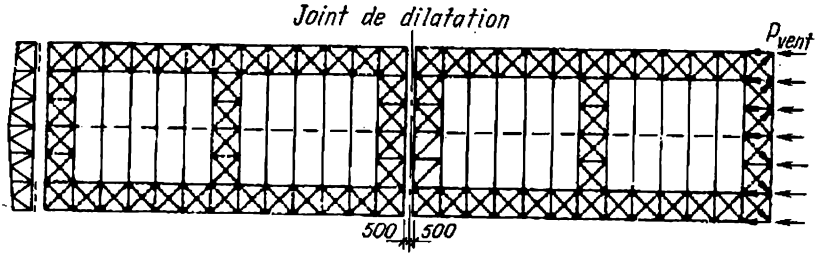



Fig. IX.9. Contreventements des membrures inférieures des fermes

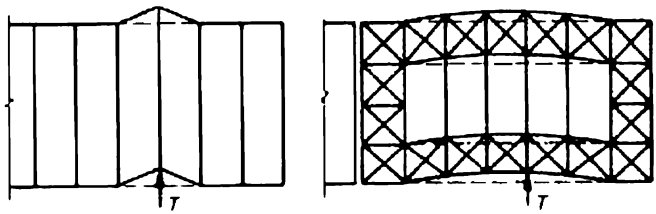



Fig. IX.10. Déformation transversale de l'ossature due à une charge locale (pont roulant)

passant pas 220. Les barres de contreventement reliant les membrures supérieures des fermes de toiture sont attachées aux membrures au moyen de boulons bruts.

Les membrures inférieures des fermes (fig. IX.9, IX.10) peuvent être contreventées en travers (contreventements transversaux) et en long de la halle (contreventements longitudinaux). Dans le premier cas les barres de contreventement disposées près des murs de pignon de la halle servent de fermes au vent ; elles supportent les montants du pan de fer du mur de pignon qui reporte la poussée du vent. Les membrures de la ferme au vent sont constituées par les membrures inférieures des fermes de toiture.

Des contreventements transversaux analogues reliant les membrures inférieures des fermes sont placés dans le voisinage des joints de dilatation (afin de former un disque rigide). Si les joints de dilatation sont très éloignés, on pose des contreventements transversaux aussi

à l'intérieur du compartiment en les espaçant de 50 à 60 m environ: les contreventements étant souvent attachés avec des boulons bruts qui permettent des déplacements notables, l'influence d'un contreventement diminue nécessairement avec l'écartement.

Lorsque les fermes sont écartées de 12 m, il est possible également de poser des fermes de contreventement horizontales larges de 6 m en les plaçant sur des entretoises dans les nœuds des fermes de toiture.

Les contreventements longitudinaux horizontaux des membrures inférieures des fermes procurent une meilleure résistance aux charges

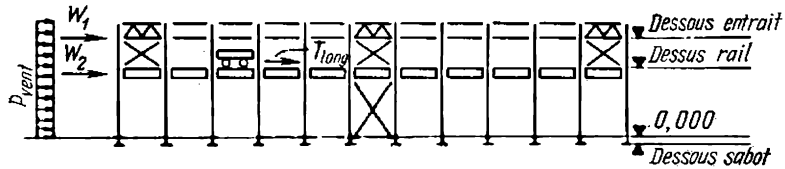



Fig. IX.11. Contreventement entre les poteaux

locales, dues par exemple aux ponts roulants, car ils font travailler dans l'espace les portiques voisins ; le portique se déforme donc moins, et la halle acquiert une meilleure rigidité dans le plan transversal (fig. IX.11). Leur importance est particulièrement grande dans les ateliers à service dur, ainsi que dans les halles pourvues d'une couverture légère et peu rigide (tôles d'acier ondulées, feuilles d'amiante-ciment, etc.).

En l'absence de tels contreventements, les efforts horizontaux des ponts roulants affectant la couverture rigide sont répartis par les dalles en béton armé, ce qui peut provoquer un dérangement du système de couverture et parfois même la détérioration des dalles, qui ne sont pas destinées à travailler en cisaillement. En outre, les soudures d'attache des dalles sur les fermes risquent de se détériorer.

S'il y a deux travées ou plus, on n'a pas besoin de contreventer longitudinalement les membrures inférieures des fermes dans les deux travées le long des files intermédiaires de poteaux : en revanche, le premier panneau de la membrure inférieure doit être entretoisé afin que celle-ci puisse s'opposer au flambement de la deuxième diagonale comprimée de la ferme dans le plan perpendiculaire à celui de la ferme, d'autant plus que le premier panneau de la membrure inférieure subit très souvent des efforts de compression.

Dans les conditions d'un service dur, les barres de contreventements seront soudées sur la membrure inférieure (fig. IX.12) ; dans les autres cas, les boulons bruts seuls suffisent.

Une ferme de contreventement est équipée d'un treillis croisé (croix de Saint-André), car, dans les cas où la charge est exercée d'un seul côté, on considère que seules les diagonales tendues résistent à l'effort, tandis que les diagonales comprimées n'offrent aucune ré-

sistance. Cette hypothèse est vraie lorsque les diagonales sont suffisamment élancées ($\lambda > 200$). Les croix de Saint-André sont constituées généralement par des cornières isolées. En vérifiant l'élancement des diagonales tendues croisées en cornières, le rayon de giration d'une cornière est déterminé par rapport à l'axe parallèle à l'aile. Dans un treillis triangulé de la ferme de contreventement, toutes les diagonales risquent de présenter des contraintes de compression, aussi leur élancement ne doit-il être supérieur à 200, ce qui est moins économique. Par contre, si les diagonales sont formées de tôles pliées à section fermée, le treillis triangulé peut s'avérer économique (à condition que $\varphi > 0{,}5$).

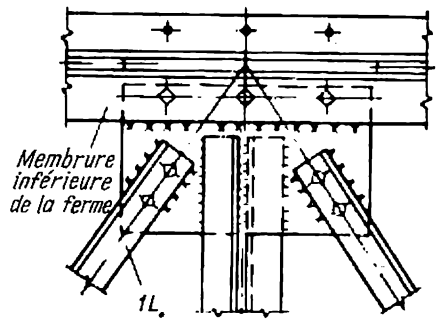



Fig. IX.12. Attache des barres de contreventement sur la membrure inférieure de la ferme

Dans les travées plus larges que 24 m, on met souvent des entretoises supplémentaires au milieu de la travée (voir fig. IX.9) afin de limiter l'élancement des membrures inférieures des fermes dans le plan horizontal et d'éviter les vibrations.

Les contreventements verticaux entre les fermes sont disposés généralement aux retombées des fermes (entre les poteaux) et au milieu de la travée (ou entre les montants du lanterneau), le long de la halle au droit des contreventements transversaux des membrures des fermes.

La destination principale d'un contreventement vertical est d'assurer la forme invariable de la structure tridimensionnelle formée de deux fermes de toiture et des contreventements transversaux des membrures supérieure et inférieure des fermes. Le contreventement vertical se présente sous forme d'une croix de Saint-André en simples cornières, pourvue d'un élément de fermeture horizontal obligatoire, ou d'une fermette triangulée. Ils sont attachés aux fermes de toiture par des boulons bruts (fig. IX.13).

Puisque les éléments des contreventements du comble ne subissent que des efforts peu élevés, le centrage rigoureux de leurs attaches n'est pas nécessaire.

Les contreventements verticaux des poteaux, placés dans le sens long de la halle, assurent la stabilité longitudinale du bâtiment et s'opposent aux efforts de freinage longitudinaux et à la poussée du vent exercée sur le pignon du bâtiment (voir fig. IX.11). Les portiques formés dans le sens longitudinal, articulés entre eux par les poutres de roulement, risqueraient de se plier s'il n'y avait pas de contreventements verticaux entre les poteaux (car les appuis des poteaux sont assimilés à des articulations dans le sens longitudinal).

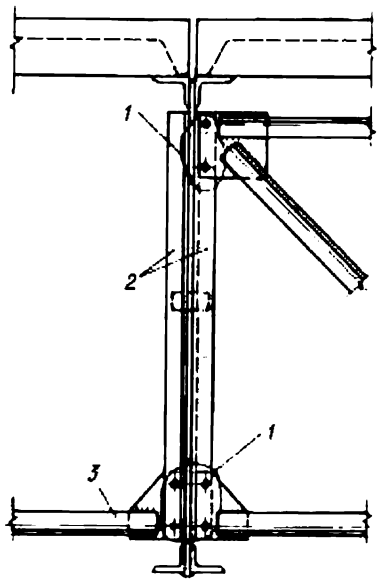



Fig. IX.13. Attache des contreventements verticaux sur la ferme de toiture
*1* — boulons bruts; *2* — montant de la ferme de toiture; *3* — entretoises

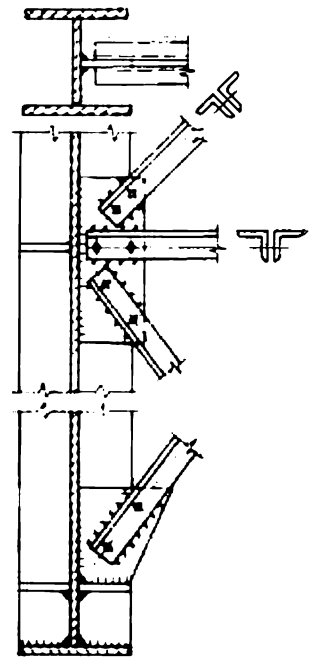


Fig. IX.14. Attache des contreventements verticaux sur le poteau

Les barres de contreventement posées entre les poteaux (au-dessous des poutres de roulement), dont l'importance est grande pour la stabilité générale de l'ouvrage, doivent donc être suffisamment rigides afin d'éviter leur vibration. Leur élancement ne doit jamais être supérieur à 150 pour les éléments comprimés et à 200 pour les éléments tendus (dans les ateliers à service dur). Pour les autres éléments tendus des contreventements entre les poteaux, l'élancement est limité à 400, et pour les éléments comprimés, à 200.

Les croix de Saint-André placées entre les poteaux sont généralement confectionnées à partir de cornières (fig. IX.14). Si les ef-

forts sont élevés, les croix sont fabriquées en fers U jumelés, assemblés par un treillis ou par des plats.

L'élancement de chacune des barres de la croix de Saint-André est calculé en prenant la longueur de flambement égale à la distance entre le centre du nœud et le point de croisement ; pour le flambement dans un plan perpendiculaire à la ferme, la longueur de flambement est prise au tableau IX.2.

*Tableau IX.2*

**Longueur de flambement des diagonales de la croix de Saint-André dans un plan perpendiculaire au plan de la ferme**

| Nature du nœud de la croix | La barre de soutènement travaillant en traction | La barre de soutènement n'étant pas chargée | La barre de soutènement travaillant en compression |
|---|---|---|---|
| Les deux barres sont ininterrompues | 0,5 $l$ | 0,7 $l$ | $l$ |
| La barre de soutènement est interrompue et recouverte d'un gousset | 0,7 $l$ | $l$ | 1,4 $l$ |

*Désignation* : $l$ est la longueur géométrique totale de la barre comprimée.

En disposant les contreventements verticaux en croix de Saint-André, on suppose que tous les éléments sont sollicités en traction (charge maximale). Si les efforts de compression sont aussi envisagés, la charge est répartie à raison égale entre les diagonales de la croix.

Afin de ne pas gêner les déformations thermiques longitudinales de l'ossature, on s'arrange pour placer le contreventement vertical sensiblement au milieu du compartiment (voir fig. IX.11). D'autre part, vu que le montage d'un ouvrage commence le plus souvent par les extrémités, il est bon d'assembler les deux premiers poteaux de manière à en faire un portique bien stable. Dans les panneaux d'extrémité, on place donc des contreventements en tête des poteaux, qui ne gênent pas la flexion des parties basses des poteaux à cause des variations de température. En même temps l'une des diagonales, tendue par le vent, reporte cet effort sur la poutre de roulement. Les poutres de roulement rigides font subir les poussées du vent aux contreventements de milieu, d'où les efforts sont acheminés vers le sol. Il est préférable que les barres de contreventement forment un angle voisin de 45° avec les poteaux (fig. IX.14), sinon, on est obligé de mettre des goussets trop longs et d'un poids prohibitif.

Si, pour des raisons technologiques, aucune des travées ne peut être entièrement barrée par les contreventements, ou si les poteaux sont très largement écartés, on contrevente les angles des portiques (fig. IX.15) en considérant qu'une charge unilatérale ne fait travailler en traction que les barres placées dans un seul angle, celles de l'au-

tre, trop élancées ($\lambda = 200$ à 250), ne travaillant pas du tout. On a donc une espèce d'arc à trois articulations.

La place du contreventement vertical entre les poteaux est:

— au-dessous de la poutre de roulement: dans le plan de la lame intérieure du poteau;

— au-dessus de la poutre de roulement: suivant l'axe de section du poteau.

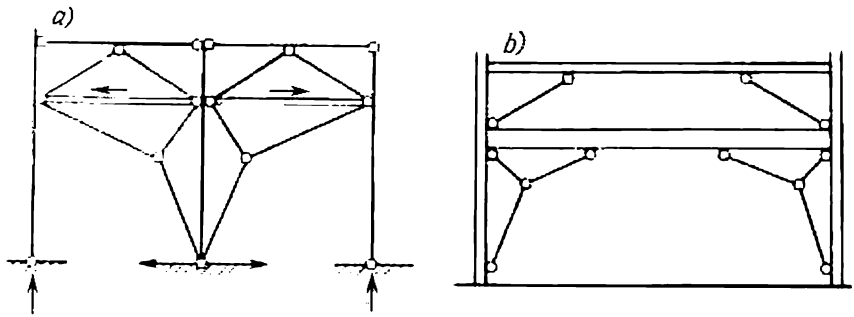



Fig. IX.15. Contreventements verticaux aux angles des portiques:
*a*) écartement des poteaux 6 m; *b*) écartement des poteaux 12 m et plus

Les barres de contreventement sont attachées aux poteaux au moyen de boulons bruts. Dans un bâtiment à service dur, les barres de contreventement situées au-dessous des poutres de roulement sont à souder sur les poteaux (fig. IX.14).

### *3. Halles à travées multiples*

Le profil transversal d'une halle industrielle à travées multiples dépend non seulement des dimensions de l'atelier et des ponts roulants, définies par la technologie de fabrication, mais aussi par certaines considérations d'ordre constructif général, telles que: le système d'évacuation des eaux de pluie, l'éclairage des travées intérieures, etc.

L'évacuation des eaux peut être intérieure ou extérieure. Les conduits d'évacuation extérieurs sont aménagés dans les halles de largeur modérée, ainsi que dans les ateliers de traitement thermique non chauffés à couverture sans isolation thermique. Un bâtiment à couverture à deux versants, pour avoir des conduits d'évacuation d'eau extérieurs, ne doit pas avoir une largeur supérieure à 60 m s'il est chauffé, et à 100 m, s'il n'est pas chauffé.

Dans un large bâtiment à travées multiples, on aménage des conduits d'évacuation d'eau intérieurs par lesquels l'eau est canalisée dans le réseau d'égouts.

On voit sur la figure IX.16 la vue en coupe d'un bâtiment à travées multiples à évacuation des eaux par l'intérieur, à éclairage de jour. Le profil d'un bâtiment à travées multiples doit être aussi

simple que possible, sans brusques dénivellations. Le cas échéant, on admet des dénivellations de 2 m au moins.

A la différence des ateliers à service facile, les ateliers à deux travées à service dur doivent présenter une forte rigidité transversale ; à cet effet, on monte des portiques rigides.

Les différents schémas des constructions transversales de telles halles peuvent être divisés en deux groupes. Ceux du premier groupe

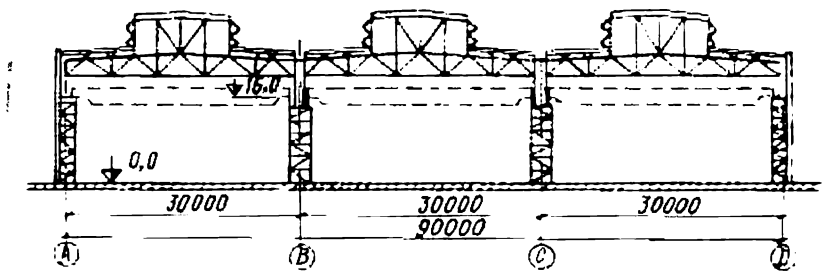



Fig. IX.16. Halle à travées multiples

sont constitués par des portiques parallèles successifs supportant les éléments de charpente longitudinaux (fig. IX. 17, *a*). Puisque, dans les halles à deux travées, certaines sections transversales intermédiaires peuvent être dépourvues de poteaux, les portiques transversaux ont quelquefois une forme en П ou en Г, les fermes de toiture intermédiaires reposant sur des sablières (fig. IX. 17, *b*).

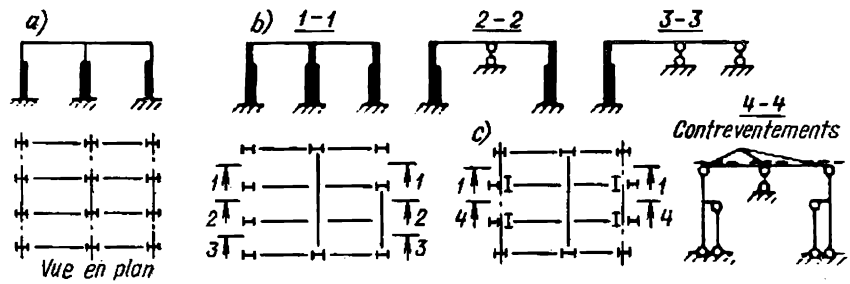



Fig. IX.17. Schémas des portiques transversaux pour les halles à deux travées des ateliers à service dur

Ce peuvent être en principe des portiques plans indépendants, mais les poteaux des portiques intermédiaires doivent alors être beaucoup plus puissants que ceux des portiques principaux, ce qui n'est pas rationnel. Par contre, en construisant la charpente sous forme d'un bloc de portiques solidarisés, on fait travailler l'ossature comme une structure tridimensionnelle : en effet, à condition de prévoir des contreventements horizontaux et d'autres éléments longitudinaux susceptibles de reprendre des charges transversales locales,

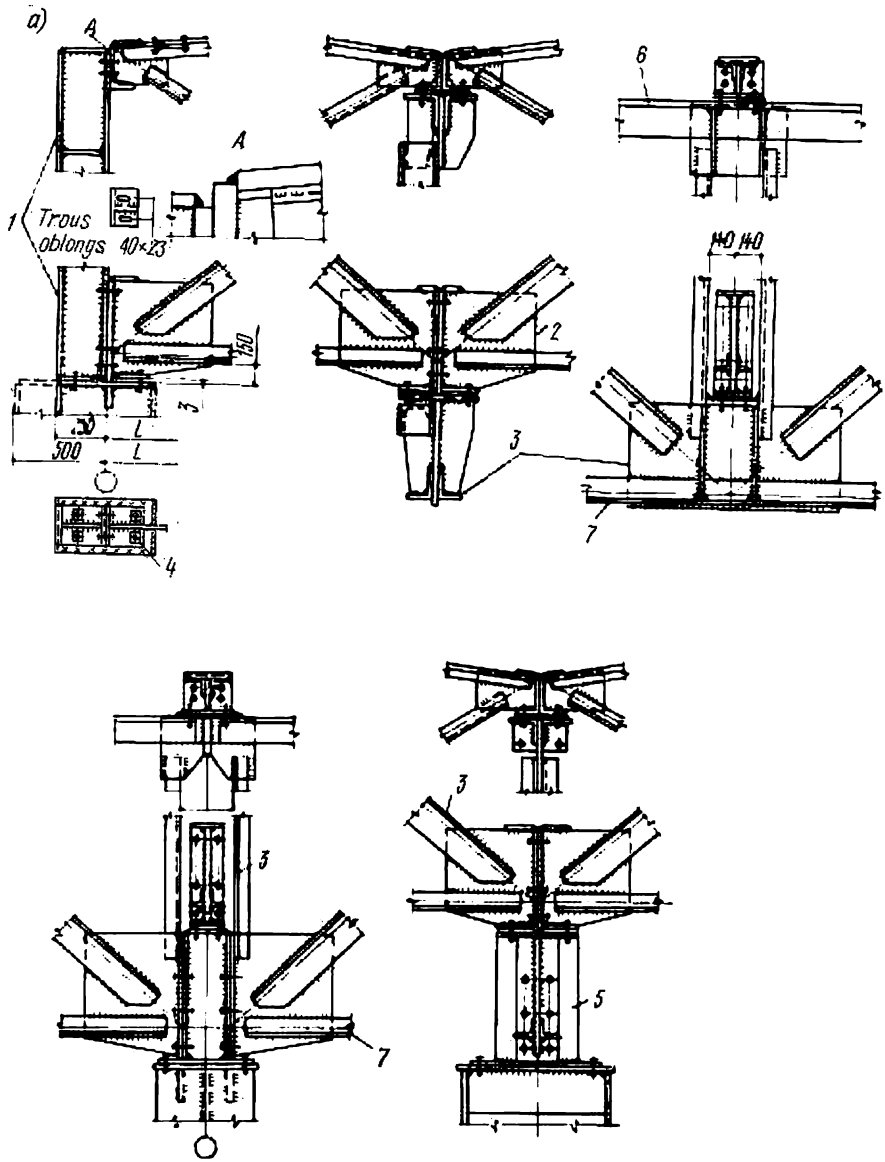
on peut considérer les portiques comme les éléments d'un bloc tridimensionnel formé de portiques principaux et secondaires (intermédiaires). Les déplacements subis par les portiques au niveau des contreventements longitudinaux ne seront plus indépendants mais soumis à certaines conditions qui dépendent de la rigidité des contreventements longitudinaux. En posant de larges contreventements horizontaux entre les membrures inférieures et en les fixant solidement aux fermes, on considère que les contreventements et la couverture constituent ensemble un disque très rigide, si bien que les déplacements du portique principal et ceux des portiques contigus peuvent être considérés comme égaux. Cela détermine la contribution de chaque portique au travail de l'ossature et, partant, la section à donner aux poteaux. Ainsi donc, les portiques étant assemblés de façon à former un bloc solidaire, la charge est répartie entre les poteaux en raison de leurs rigidités respectives, ce qui permet de faire des poteaux plus légers. Une telle solution tridimensionnelle est plus rationnelle.

Les schémas du second groupe sont caractérisés par la division des éléments de charpente d'après leur rôle fonctionnel. C'est ainsi que les lames sous poutres et les lames supportant le comble, étant articulées entre elles, reportent la charge verticale axiale (fig. IX. 17, *c*). Afin d'assurer le profil invariable de l'ossature en plan horizontal et de reprendre les charges horizontales, on prévoit des contreventements horizontaux longitudinaux et des poutres-freins de largeur considérable, qui transmettent tous les efforts horizontaux sur les portiques principaux, largement espacés et plus lourds. Une pareille division fonctionnelle permet de pousser au maximum la standardisation, donc de restreindre la gamme des différents profilés utilisés. Si la halle est équipée d'un pont roulant lourd, les schémas du second groupe permettent de réaliser une économie de métal plus appréciable que ceux du premier groupe.

Dans une halle à travées multiples, la rigidité horizontale est assurée généralement en disposant les poteaux sur plusieurs files; les fermes (poutres principales des portiques) peuvent donc être articulées sur les poteaux, ce qui permet d'utiliser très largement des fermes de toiture types.

Dans certains cas, dans les ateliers à service dur à travées multiples, les portiques transversaux ne sont encastrés que sur les poteaux des files extrêmes; dans les files intermédiaires, les fermes sont articulées sur les poteaux.

Un exemple d'attache articulée de la ferme sur le poteau d'acier est montré sur la figure IX.18, *a*. Une construction analogue de l'attache peut être employée avec un poteau en béton armé, ainsi que pour l'appui sur une sablière. Une autre solution est également possible (fig. IX.18,*b*): les goussets de retombées des fermes peuvent prendre appui sur un montant à section en croix par l'intermédiaire d'un tasseau soudé approprié. S'il s'agit de l'attache d'une sablière sur un poteau, un nœud analogue est organisé sur d'autres




ailes de la section en croix. Les surfaces terminales dressées des goussets de retombées doivent être vérifiées à l'écrasement.

L'assemblage articulé de la ferme de toiture avec le poteau peut aussi être analogue à un encastrement (voir fig. IX.7, *a*), avec cette différence que le nœud d'attache supérieur comporte un élément facilement déformable en tôle (bride) boulonné sur le poteau.

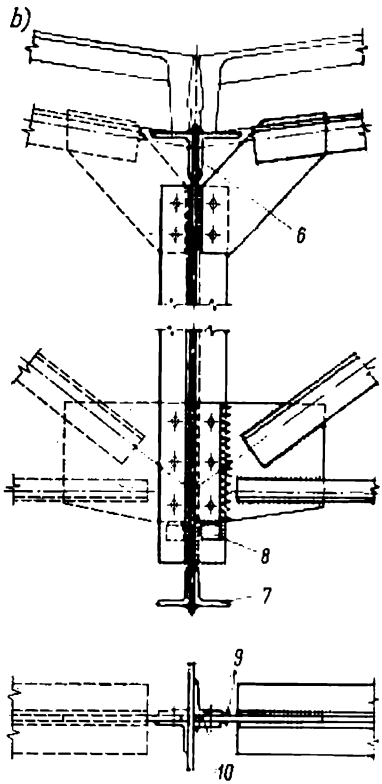



Fig. IX.18. Attaches articulées des fermes sur les poteaux et les sablières:
*1* — baïonnette du poteau; *2* — ferme de toiture; *3* — sablières; *4* — cale, δ = 20 mm; *5* — potelet; *6* — membrure supérieure de la sablière; *7* — membrure inférieure de la sablière; *8* — tasseau; *9* — soudures à effectuer sur chantier; *10* — fourrure

Les halles à travées multiples de forte largeur ont parfois une longueur de quelques kilomètres; leur superficie est énorme, et la consommation de métal pour leur construction est généralement très importante. Pour ces halles, il y a intérêt à choisir des portées égales et des espacements des poteaux identiques ou multiples d'un module de 6 m: on forme ainsi une maille standard répétée, très

favorable pour la fabrication en série. De surcroît, le montage peut être organisé dans les plus brefs délais.

Auparavant, chaque plancher du bâtiment était monté par opérations successives : on soulevait et posait d'abord les sablières et les fermes de toiture (à l'aide des grues), puis on montait et posait les pannes et les dalles. Les lanterneaux étaient soulevés bien souvent avec les fermes ; parfois, on montait des fermes jumelées. Les travaux d'aménagement de la couverture ne commençaient qu'après le montage définitif et la réception de la charpente. Or, si la surface

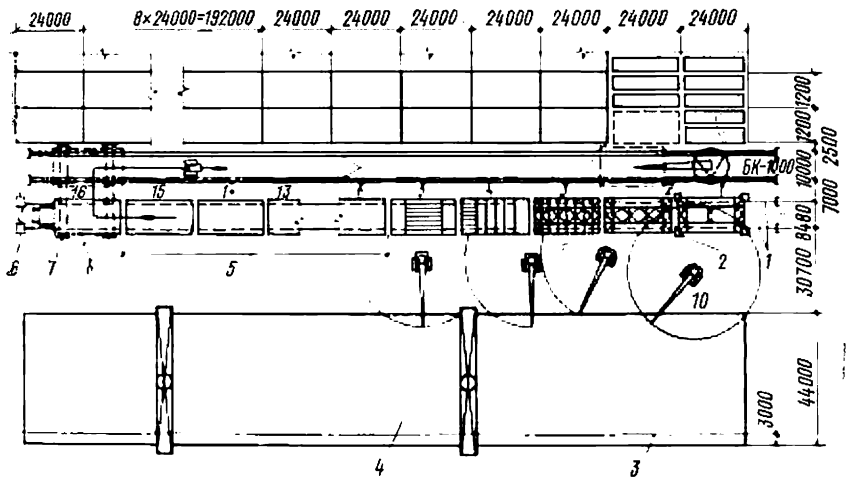



Fig. IX.19. Fabrication et montage en chaîne des blocs de couverture

de la halle était considérable (de l'ordre de 40 000 à 45 000 m² et plus), un tel procédé de construction s'avérait trop lent et ne permettait pas de profiter au maximum de la normalisation des éléments.

Sur le chantier de construction d'une halle à dix-huit travées pour l'atelier de montage n° 9 de l'Usine d'automobiles de la ville de Gorki, on a essayé une nouvelle méthode d'assemblage en chaîne au sol d'une maille complète et de son montage. La halle était constituée de 432 blocs (mailles) de 24 × 12 m. En dressant le planning des travaux de génie civil, on a dû faire quelques modifications constructives du schéma du plancher.

Chaque bloc (maille) est formé de deux fermes de toiture espacées de 6 m et reposant sur des sablières pleines de 12 m, qui prennent appui, à leur tour, sur les poteaux. Les fermes supportent des pannes à extrémités en porte-à-faux de 3 m. Un platelage en bacs d'acier profilés, une couche d'isolation thermique et un revêtement sont posés sur les pannes.

Le montage des blocs était effectué sur une chaîne (ligne transfert continue) à seize stations (fig. IX. 19). Les fermes étaient montées

sur des chariots. A chaque station, on procédait à des opérations déterminées. Toutes les 4 h, tous les chariots étaient déplacés à la station suivante au moyen de treuils ou de grues. Sur les cinq premières stations, on assemblait les éléments de charpente à l'aide des grues à chenilles. La station n° 6 était celle du contrôle et de la réparation des défauts. Sur les stations n$^{os}$ 7 à 15, on exécutait des opérations d'aménagement, telles que : la pose d'un tapis de couverture à couche protectrice, aménagement des entonnoirs, etc.

Après la dernière station, une grue БК-1000 transportait le bloc complet de 45 t sur une seconde voie et le posait sur un engin de montage spécial ; cet engin se déplaçait sur les poutres de roulement et posait le bloc sur les poteaux au moyen de vérins. Le fonctionnement cadencé, bien organisé de la chaîne a permis d'élever le rendement de 1,75 à 2 fois.

La réduction des délais de construction des halles de grande surface est le critère économique fondamental qui garantit une mise en service rapide de l'ouvrage.

## § 47. PARTICULARITÉS DE CALCUL DES PORTIQUES TRANSVERSAUX

### *1. Charges de calcul*

Les portiques transversaux des bâtiments industriels sont calculés pour résister aux charges et surcharges suivantes :

— poids propre de la couverture et de la charpente du comble ;
— poids de la neige ;
— poids des murs (dans le cas où ceux-ci s'appuient sur l'ossature) ;
— pression verticale et horizontale des ponts roulants ;
— poussée du vent sur les murs et les lanterneaux.

Le poids propre du comble et le poids de la neige sont repris par la ferme qui les transmet sur le poteau sous forme de la pression d'appui excentrée $P_f$ exercée sur la tête du poteau. Une partie du mur, dont le poids est réparti sur les éléments du pan de fer sous forme de forces concentrées indépendantes $P_m$, prend également appui d'une façon excentrée sur la tête du poteau (fig. IX. 20, *a*).

La pression verticale de calcul des ponts roulants, exercée sur chaque poteau est déterminée par la mise en charge de la ligne d'influence correspondante due à la pression des galets de roulement du pont ; les valeurs des pressions $P$ sont cherchées dans les normes relatives aux ponts roulants (fig. IX. 20, *c*). On fait le calcul généralement pour deux ponts roulants, en déterminant les pressions maximale et minimale sur le poteau :

$$D_{max} = nn_s \sum P_{max} y ; \qquad D_{min} = nn_s \sum P_{min} y, \qquad \text{(IX.4)}$$

où $n = 1{,}2$ est le coefficient de sécurité pour les ponts roulants ; $n_s$, le coefficient d'action simultanée qui dépend du nombre de ponts

roulants (voir tableau VI.11); $P_{max}$, la pression maximale sur chaque galet de roulement (d'après la norme); $P_{min}$, la pression minimale sur chaque galet, calculée à l'aide de la formule

$$P_{min} = \frac{Q+G}{n_g} - P_{max}, \qquad (IX.5)$$

$Q$ étant la capacité de charge du pont roulant; $G$, le poids total du pont avec son chariot; $n_g$, le nombre de galets sur un côté du pont; $y$, les ordonnées de la ligne d'influence (fig. IX.20, *c*).

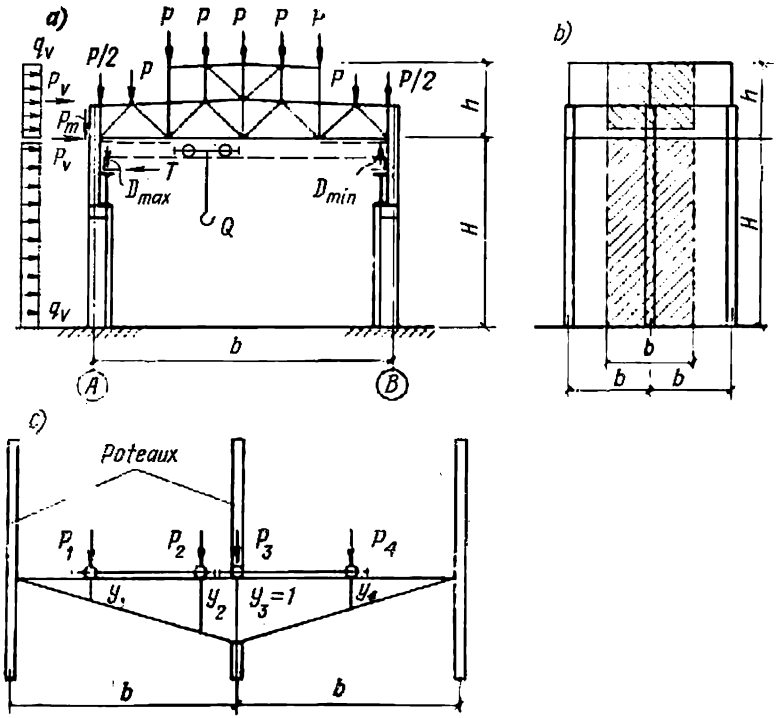



Fig. IX.20. Charges et surcharges exercées sur le portique transversal. Ligne d'influence de la pression des ponts roulants sur le poteau

Pour connaître l'effet de la force de freinage transversale sur le portique, on calcule d'abord la force appliquée sur chacun des galets du pont:

$$T_g = \frac{1}{10}\,\frac{(Q+g)}{n_g}\cdot\frac{1}{2} = \frac{Q+g}{20n_g}, \qquad (IX.6)$$

où $g$ est le poids du chariot du pont.

L'effet général des forces de freinage sur le portique se calcule de la même façon que pour la pression verticale et en considérant la même ligne d'influence:

$$T = nn_s \sum T_g y. \qquad (IX.7)$$

La force de freinage transversale $T$ n'est appliquée que sur l'un quelconque des poteaux du portique ; elle peut être orientée dans n'importe quel sens.

La force de freinage longitudinale, reprise par les contreventements verticaux des poteaux, est calculée par la formule

$$T_1 = 0{,}1nP_{max}n_{fr}, \qquad (IX.8)$$

dans laquelle $n_{fr}$ est le nombre de galets de roulement munis de freins et prenant appui sur une poutre (ce nombre est égal à la moitié du nombre total des galets sur la poutre).

L'effet du vent est pris en considération conformément aux prescriptions des Règles SNiP II-6-74, en supposant qu'il s'agit d'une charge uniformément répartie

$$q_v = nq_0cb, \qquad (IX.9)$$

où $n = 1{,}2$ est le coefficient de sécurité pour les surcharges de vent ; $q_0$, la pression cinétique nominale ; $c$, un coefficient aérodynamique ; $b$, l'écartement des portiques.

La surcharge de vent qui est exercée sur le lanterneau et sur la partie du mur située au-dessus de l'entrait de la ferme s'applique sur le portique sous forme d'une force concentrée $P_v$ agissant au

*Tableau IX.3*

**Poids spécifique approximatif des éléments de la charpente d'un bâtiment industriel (en kg d'acier pour 1 m² du bâtiment)**

| Eléments de charpente | Halle | | |
|---|---|---|---|
| | légère | moyenne | lourde |
| Couverture : | | | |
| fermes | 16 à 25 | 18 à 30 | 20 à 40 |
| sablières | 0 à 6 | 4 à 7 | 8 à 20 |
| pannes | 10 à 12 | 12 à 18 | 12 à 16 |
| lanterneaux | 0 à 10 | 8 à 12 | 8 à 12 |
| contreventements | 3 à 4 | 3 à 5 | 8 à 15 |
| Total | 26 à 40 | 45 à 70 | 50 à 80 |
| Poteaux avec contreventements et passerelles | 10 à 18 | 18 à 40 | 70 à 120 |
| Poutres du roulement avec poutres-freins et passerelles de visite | 0 à 14 | 14 à 40 | 50 à 150 |
| Pan de fer | 0 à 3 | 5 à 14 | 12 à 20 |
| Autres éléments | — | 0 à 10 | 3 à 12 |
| Total | 35 à 80 | 75 à 170 | 200 à 400 |

niveau de l'entrait (fig. IX.20, *a*, *b*):

$$P_v = nq_0cbh.$$

Pour pouvoir estimer à priori le poids propre des constructions d'acier, on peut consulter le tableau IX.3 qui indique la répartition du poids de métal entre les différents éléments de charpente d'un bâtiment industriel.

### *2. Particularités de calcul statique des portiques*

Le portique transversal d'un bâtiment industriel se calcule comme un système plan hyperstatique. Afin de simplifier le calcul, on consent généralement quelques hypothèses simplificatrices qui ne risquent pas de fausser les résultats. Les principales simplifications sont les suivantes:

1. En calculant l'ensemble des charges et surcharges appliquées sur les poteaux du portique à poutre en treillis, on suppose que la poutre est infiniment rigide ($J_p = \infty$). Grâce à cette supposition, on peut calculer le portique par la méthode des déplacements, seuls les déplacements horizontaux étant inconnus. On trouve dans les aide-mémoire [59] des tables pour le calcul des poteaux à section décroissante encastrés dans la fondation et dans la poutre horizontale (au niveau de sa membrure inférieure), qui permettent de calculer facilement les portiques pour les halles sans étages.

2. Le calcul des portiques pour les charges verticales exercées sur la poutre se font d'après les règles classiques de Mécanique des structures, la rigidité de la poutre étant supposée finie, mais en admettant que les charges sont appliquées symétriquement sur les portiques symétriques; on se trouve alors dans le cas d'un portique à nœuds immobiles (en raison de la symétrie) à une inconnue: l'angle de rotation de la poutre (pour un portique à simple travée). On substitue à la poutre en treillis une poutre pleine équivalente (d'après la flèche ou l'angle de rotation sur appuis), l'axe de cette dernière étant confondu avec la membrure inférieure de la poutre). Le moment d'inertie de la poutre équivalente (par la flèche) est déterminé d'une manière approximative à l'aide de la formule

$$J_p = k\,(F_{sup}z_{sup}^2 + F_{inf}z_{inf}^2), \qquad \text{(IX.10)}$$

dans laquelle $F_{sup}$ et $F_{inf}$ sont les aires de sections des membrures supérieure et inférieure de la ferme; $z_{sup}$ et $z_{inf}$, les distances entre le centre de gravité (axe) de la ferme et les axes des membrures supérieure et inférieure au milieu de la travée; $k$, un coefficient qui tient compte de la hauteur variable de la ferme, ainsi que de la déformation des éléments du treillis; pour les fermes dont la membrure supérieure présente une pente de 1/8 à 1/12, ce coefficient est égal à 0,7 ou 0,8.

Les rapports entre les moments d'inertie des différents éléments du poteau et celui de la poutre, nécessaires pour le calcul du portique, sont empruntés d'un projet analogue. Ces rapports (fig. IX.21) varient généralement dans les proportions suivantes: $J_1/J_2$, entre 5 et 12; $J_3/J_4$, entre 8 et 15; $J_3/J_1$, entre 1,2 et 4; $J_3/J_1$, entre 4

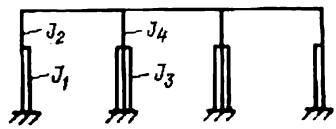



Fig. IX.21. Pour la recherche du rapport des moments d'inertie des différents éléments d'un portique

et 12 (en cas d'espacement double des poteaux, dans les files intermédiaires). Le nombre plus petit convient à une halle légère, le nombre plus grand, à une halle lourde. Une variation du rapport des moments d'inertie ne dépassant pas 30 % n'entraîne aucune variation notable des moments de calcul.

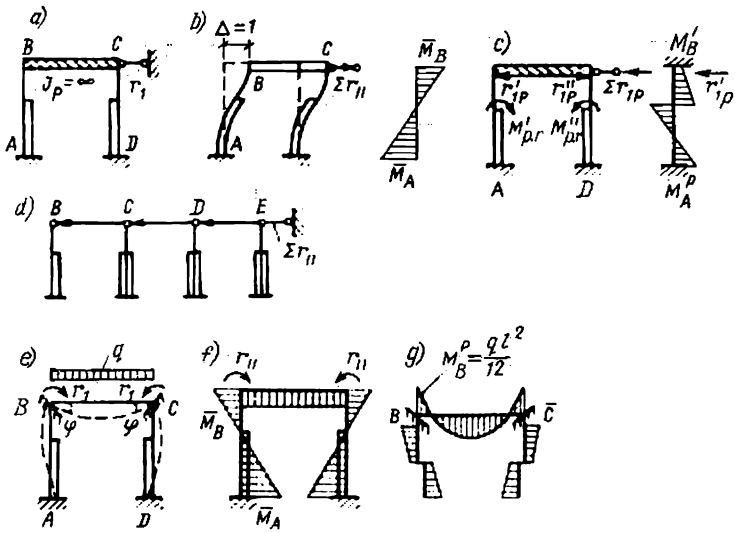



Fig. IX.22. Pour le calcul des portiques à espacement égal des poteaux

Les simplifications énumérées facilitent grandement le calcul des portiques. On donne ci-dessous, à titre d'exemple, la procédure de calcul d'un portique à simple travée aux nœuds encastrés pour les charges appliquées sur les poteaux:

1. On impose une liaison surabondante qui s'oppose à tout déplacement horizontal (système principal, fig. IX.22, *a*).

2. On donne à la poutre du portique non chargé un déplacement $\Delta = 1$ dans la direction de la liaison surabondante (fig. IX.22, *b*).

On trouve dans les tables la réaction totale dans la liaison $\sum r_{11}$ provenant du déplacement de tous les poteaux de la quantité $\Delta = 1$, ainsi que les moments aux extrémités des poteaux ($\overline{M}_A$, $\overline{M}_B$, $\overline{M}_C$, etc.). La réaction $\sum r_{11}$ est toujours dirigée dans le sens du déplacement.

3. On cherche les réactions dans la liaison surabondante engendrées par les charges extérieures (en considérant séparément chaque charge). Par exemple, la pression des ponts roulants sur le portique se traduit par un moment maximal sur un poteau et un moment minimal sur l'autre, les deux moments agissant simultanément (fig. IX.22, *c*). La réaction totale dans la liaison surabondante est $\sum r_{1p} = -r'_{1p} + r''_{1p}$.

On cherche de même dans les tables et l'on trace les épures des moments engendrés par chacune des charges dans les poteaux encastrés ($M^p_A$, $M^p_B$, $M^p_C$, etc.).

4. Le déplacement réel $\Delta_1$ dans le portique, dû à chaque charge considérée, est déduit de l'équation fondamentale qui annule la réaction dans la liaison surabondante provenant de chaque charge :

$$r_1 = \sum r_{11}\Delta_1 + \sum r_{1p} = 0, \text{ d'où } \Delta_1 = -\frac{\sum r_{1p}}{\sum r_{11}}.$$

5. On calcule les valeurs définitives des moments dans les sections caractéristiques des poteaux et l'on trace les épures des moments,

$$M_A = M^p_A + \overline{M}_A\Delta_1 ; \quad M_B = M^p_B + \overline{M}_B\Delta_1, \text{ etc.}$$

Les valeurs des moments sont inscrites sur un tableau (voir exemple IX.1).

Dans un portique à travées multiples, la réaction totale provenant d'un déplacement élémentaire (fig. IX.22, *d*) est

$$\sum r_{11} = r_B + r_C + r_D + r_E.$$

Les réactions et les moments dans les poteaux encastrés peuvent aussi être recherchés par la méthode des efforts, autre méthode classique de Mécanique des structures. S'il y a plus de trois travées, on peut négliger le déplacement horizontal, en admettant que $\Delta_1 = 0$.

Le calcul du portique pour les charges verticales exercées sur la poutre se fait d'une manière analogue, la rigidité de la poutre étant supposée finie. Les nœuds étant encastrés, en raison de la symétrie, seul l'angle de rotation $\varphi$ est inconnu (fig. IX.22, *e*) ; on a $\varphi_B = \varphi_C = \varphi$. Lorsque le nœud subit une rotation de $\varphi = 1$, des moments de réaction s'y produisent (fig. IX.22, *f*) :

$$\sum r_{11} = M^{\text{poteau}}_B + M^{\text{poutre}}_B = M_{11}.$$

En cherchant les moments de réaction engendrés dans les nœuds par une charge extérieure ($M'^p_B = M'^p_C = \frac{gl^2}{12}$), il convient de tenir

compte aussi du moment $M_B^{''p}$ qui se produit au droit de changement de section dans l'axe du poteau (fig. IX.22, *g*):

$$\sum r_p = \frac{ql^2}{12} + M_B^{''p} = M_p.$$

L'angle de rotation réel du nœud se laisse déduire de l'équation

$$\sum r_{11}\varphi + \sum r_p = 0, \quad \text{d'où} \quad \varphi = -\frac{\sum r_p}{\sum r_{11}} = -\frac{M_p}{M_{11}}.$$

On obtient ainsi les valeurs définitives des moments qu'on porte sur le même tableau.

En calculant un portique à poutre articulée sur les poteaux, on trouve très facilement la force inconnue par la méthode des efforts, sans avoir recours aux tables (voir exemple IX.1).

Au calcul des portiques plans pour les surcharges des ponts roulants, on peut considérer que l'ossature se comporte comme une structure tridimensionnelle, car les portiques voisins participent au travail du système grâce aux barres de contreventement longitudinales horizontales reliant les membrures inférieures des fermes (voir fig. IX.10). Si l'écartement des poteaux est le même dans chaque file, on considère un bloc de cinq à sept portiques assemblés par les contreventements longitudinaux. La rigidité du contreventement est caractérisée par son moment d'inertie qu'on calcule par la formule (IX.10) en prenant $k = 0{,}7$ si les barres sont soudées sur la membrure inférieure et $k = 0{,}3$ si les barres sont attachées par boulons.

Le calcul revient à déterminer la réaction élastique $R_{r.\,él}$, en assimilant les barres de contreventement à une barre continue posée sur des appuis élastiquement déformables [31]. L'équation fondamentale d'un déplacement inconnu se présente alors comme suit:

$$\sum r_{11}\Delta_1 + \sum r_{1p} - R_{r.él} = 0.$$

Afin de simplifier le calcul, on substitue au déplacement des portiques groupés en bloc, engendré par les charges appliquées, le déplacement entraîné par une force équivalente $P_{éq}$ appliquée au niveau des contreventements, et égal au déplacement en question (fig. IX.12, *a*):

$$P_{éq} = \Delta_T/\delta, \qquad \text{(IX.11)}$$

où $\Delta_T$ est (à titre d'exemple) la translation de la poutre du portique provoquée par la surcharge des ponts roulants $T$; $\delta$ est la translation élémentaire (en cm/kN) de la poutre due à l'application d'une force unitaire.

La réaction élastique se calcule par la formule

$$R_{r.él} = \alpha P_{éq} - \alpha' P'_{éq},$$

dans laquelle les coefficients $\alpha$ et $\alpha'$ font intervenir une relation entre la force équivalente $P_{éq}$ et la réaction élastique qui dépend de la hauteur $H$ du portique, du rapport des rigidités de la poutre et des poteaux, de l'espacement $b$ des portiques et du moment d'inertie des contreventements horizontaux $J_{cv}^{hor}$. On cherche les coefficients $\alpha$ et $\alpha'$ sur le graphique de la figure IX.23, *b* en fonction de la quantité $C$

$$C = \frac{b^3 \sum J_{inf} n^{1/2}}{H^3 \sum J_{cv}^{hor}},$$

où $n = J_{sup}/J_{inf}$ est le rapport des moments d'inertie des parties supérieure et inférieure des poteaux.

La force équivalente $P'_{éq}$ traduit l'influence de la mise en charge des portiques voisins; elle représente le produit de la force $P_{éq}$

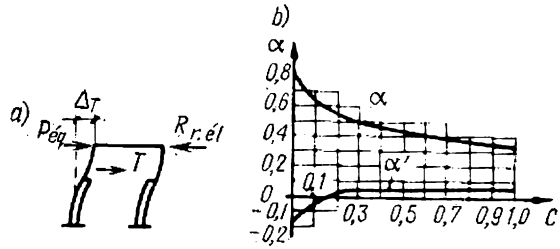



Fig. IX.23. Pour la définition du travail tridimensionnel d'une ossature

(voir la formule (IX.11)) par le rapport des charges qui sollicitent les portiques voisins et le portique en question.

Une couverture sans pannes constituée de grosses dalles en béton armé forme un disque rigide qui, par analogie aux contreventements longitudinaux, fait travailler l'ossature comme un système tridimensionnel. Or, si la répartition des charges est assurée par la couverture seule, elle risque de se déformer dangereusement (comme on l'a signalé plus haut).

Au cas où l'espacement des poteaux dans la file intermédiaire est le double de celui dans les files extrêmes, on considère dans les calculs un portique fictif dont les poteaux des files extrêmes ont les moments d'inertie des sections égaux à la somme des moments d'inertie des sections de deux poteaux, c'est-à-dire qu'on considère le bloc spatial hachuré sur la figure IX.24, *a*. Un tel procédé est loisible si les membrures inférieures des fermes sont contreventées dans le sens horizontal ou si un disque de couverture rigide garantit un déplacement égal pour tous les poteaux constitutifs du bloc. La réaction horizontale engendrée dans ce portique fictif par la charge dans la barre qui s'oppose au déplacement du portique est calculée alors comme la somme des réactions dans les portiques

plans isolés, après quoi, on cherche le déplacement du portique fictif par la méthode habituelle. En fonction de ce déplacement, on détermine l'effort pour chaque portique plan isolé.

Dans le cas général où les poteaux sont espacés différemment dans les différentes files, la longueur du bloc spatial considéré est prise égale à l'écartement des portiques principaux ; on admet en outre que tous les portiques du bloc se déplacent d'une même quantité.

Après avoir tracé les épures des moments dans le portique pour chaque charge (surcharge) isolée, on résume dans un tableau les valeurs de ces moments pour les différentes sections des poteaux

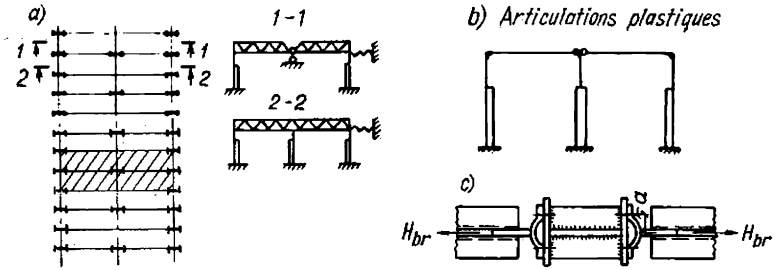



Fig. IX.24. Pour le calcul des portiques à espacement inégal des poteaux

afin de constater la combinaison la plus défavorable d'un moment total $M$ et d'une force longitudinale correspondante $N$, en tenant compte des différents cas de charges possibles (cf. § 6, chap. I).

La charge verticale agissant sur la poutre fait naître des moments d'appui élevés dans les nœuds encastrés en tête des poteaux (surtout dans les files intérieures des poteaux). Ces moments peuvent être évités en prévoyant une attache élasto-plastique de la membrure supérieure de la ferme sur le poteau (bride) ; au-delà d'une charge déterminée, une telle attache se déforme (en passant à l'état plastique) et devient incapable de reporter un moment plus élevé. Un portique présentant de telles attaches est montré sur la figure IX.24, *b* ; les fermes de toiture sont attachées au poteau central par des articulations plastiques.

L'effort maximal $H_{br}$ que peut reporter une bride (voir fig. IX.7, *a* et IX.24, *c*) est défini par la condition d'apparition d'une charnière plastique lors de la flexion de la bride :

$$M_{br} = \frac{H_{br} a}{4} = R W_{pl}^{br} ; \text{ puisque } W_{pl}^{br} = \frac{b\delta^2}{4} , \text{ on a}$$

$$H_{br} = \frac{R b \delta^2}{a} , \qquad \text{(IX.12)}$$

où $b$ et $\delta$ sont la hauteur et l'épaisseur de la bride ; $a$, la distance entre l'axe de la bride et la ligne de trusquinage ; $R$, la valeur maxi-

male de la limite d'élasticité pour l'acier 3, qu'on prend égale à 30 kN/cm².

Doté d'une telle attache, l'angle du portique ne peut reprendre qu'un moment de signe déterminé. Un tel moment peut s'avérer suffisant pour garantir la bonne rigidité de la halle sous l'action des forces horizontales.

On peut donc calculer le portique pour les charges verticales en admettant que la poutre est articulée avec le poteau et en faisant agir en tête du poteau un moment égal à $M_{\text{ret}} = H_{\text{br}} h_{\text{ret}}$ ($h_{\text{ret}}$ étant la hauteur de la ferme à la retombée).

L'expérience de l'exploitation pratique des ossatures en acier des bâtiments industriels a confirmé l'influence essentielle du travail tridimensionnel de la charpente. D'autre part, les essais ont révélé les points faibles des ossatures : ce sont les assemblages des éléments et de leurs pièces constitutives, et en tout premier blieu, les attaches des poutres de roulement sur les poteaux qui subissent, avant les autres, les surcharges dynamiques (chocs) des ponts roulants. Ces considérations expliquent les exigences rigoureuses contenues dans les normes relatives aux attaches des charpentes des bâtiments et ouvrages à service dur et à la rigidité transversale caractérisée par les flèches horizontales des poteaux.

EXEMLE IX.1. Soit à étudier et à calculer un portique transversal d'acier pour une halle industrielle à simple travée de portée $L = 30$ m équipée de deux ponts roulants à service dur de capacité $Q = 50/10$ t chacun. Hauteur dessus de rail 16 m (niveau du sol = cote 0). Hauteur dessus de fondation —1 m. Espacement des poteaux 12 m.

*1. Choix du schéma de l'ouvrage*

Les dimensions générales de la charpente du portique seront choisies compte tenu des conditions technologiques ; un passage large de 400 mm est à prévoir au niveau de la tranche supérieure des poutres de roulement (fig. IX.25, *a*). La hauteur de la poutre de roulement sera prise la même que pour l'exemple VI.11. Rail de roulement KP80. La hauteur sous entrait sera choisie en tenant compte de la flèche éventuelle des fermes et de la saillie des barres de contreventement (200 à 250 mm) susceptibles de gêner le passage des ponts roulants.

On adopte le schéma de calcul constitué par un portique à poteaux encastrés en bas et articulés avec la poutre en haut (fig. IX.25, *b*).

*2. Détermination des charges sollicitant le portique*

**Charges permanentes**

Charge de calcul due à la couverture = 1 charge uniformément répartie de 3,4 kN/m² + 2 charges concentrées de 31 kN chacune dues aux montants de lanterneau.

Charge de calcul sur chaque poteau due à la pression d'appui de la ferme de toiture :

$$P_1 = 3{,}4 \cdot 12 \frac{30}{2} + 31 = 643 \text{ kN}.$$

Poids propre de la charpente (approximatif) :

a) partie haute du poteau (baïonnette) $P_2 = 15$ kN ;

b) partie basse du poteau (sous poutre) $P_3 = 50$ kN ;

c) poutres de roulement et plates-formes-freins $P_4 = 60$ kN.

Compte tenu du schéma du mur de façade, on décompose la charge de calcul exercée par le mur sur le poteau en deux forces concentrées $P_5 = 60$ kN et $P_6 = 50$ kN agissant respectivement au niveau des cotes 14,3 m et 6,5 m.

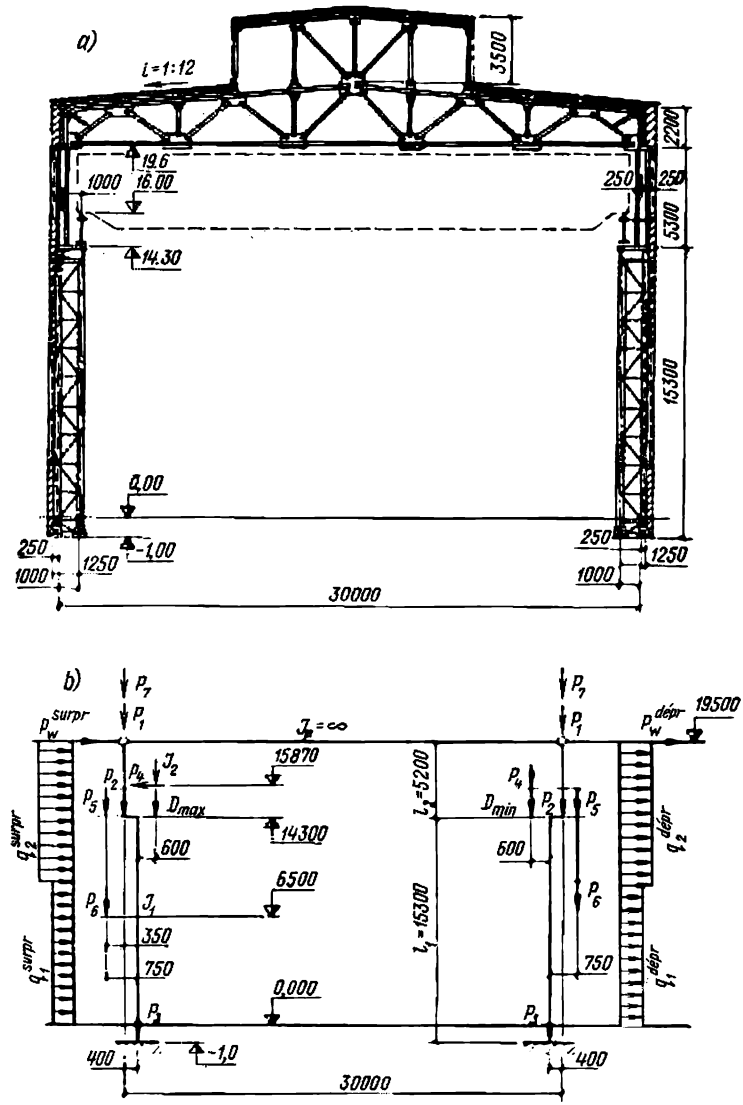



Fig. IX.25. Pour l'exemple IX.1

Le poteau présentant un gradin à la cote 14,3 m, les charges permanentes font naître un moment agissant sur le portique:

$$M_p = (643 + 15)\,0{,}4 + 60 \cdot 0{,}75 - 60 \cdot 0{,}6 = 272 \text{ m·kN}.$$

**Surcharges**

1. Surcharge de neige. En vertu des Règles SNiP II-6-74, (pour la zone adoptée), on prend une charge uniformément répartie de 1,4 kN/m² (100·1,4 = 140 kgf/m²) ;

$$P_7 = 1{,}4 \cdot 12 \frac{30}{2} = 252 \text{ kN}.$$

Puisque le poteau est étagé, le moment provenant de la surcharge de neige sera $M_n = 252 \cdot 0{,}4 = 101$ m·kN.

2. Surcharges des ponts roulants. On prend, conformément à la Norme GOST 3332-54* :

— capacité du pont roulant $Q = 50$ t ;
— poids total du pont $G = 795$ kN (79,5 tf) ;
— poids du chariot $g = 185$ kN (18,5 tf) ;
— pression nominale maximale d'un galet de roulement $P_{max} = 505$ kN (50,5 tf).

Pression nominale minimale d'un galet (formule (IX.5))

$$P_{min} = \frac{\overline{Q} + G}{n_g} - P_{max} = \frac{500 + 795}{2} - 505 = 142 \text{ kN } (14{,}2\text{tf}),$$

où $n_g = 2$ est le nombre de galets de roulement sur un côté.

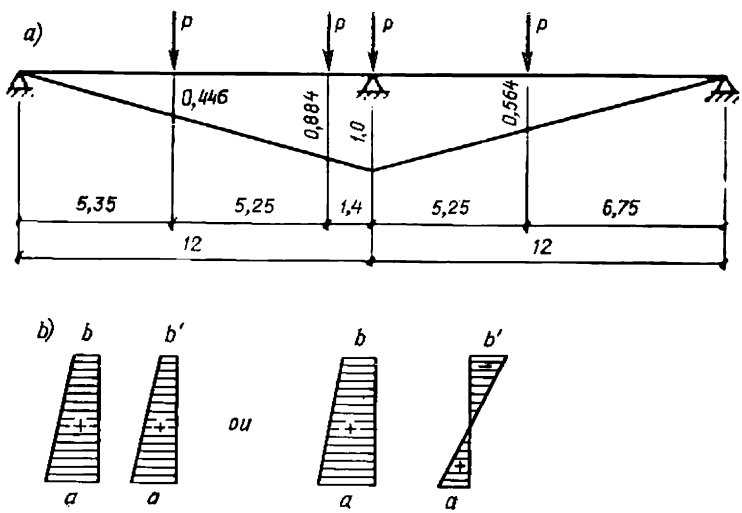



Fig. IX.26. Pour l'exemple IX.1

Pour déterminer les pressions maximale et minimale $D$ des deux ponts sur un poteau, on trace la ligne d'influence de la pression d'appui pour la charge totale des ponts (fig. IX.26, *a*) et l'on calcule les ordonnées $y_i$ de cette ligne. Prenant le coefficient de sécurité $n = 1{,}2$ et le coefficient d'action simultanée $n = 0{,}95$, on calcule les pressions $D$ par la formule (IX.4) :

$$D_{max} = P_{max} n_s n \sum y = 505 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2\,(0{,}446 + 0{,}884 + 1 + 0{,}564) = 1666 \text{ kN} ;$$

$$D_{min} = 142{,}5 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}894 = 470 \text{ kN}.$$

Moment maximal des ponts roulants pour un poteau de la file $A$ :

$$M_{max} = 1666 \cdot 0{,}6 = 999{,}6 \text{ m·kN}.$$

Moment minimal des ponts roulants pour un poteau de la file $B$ :

$$M_{\min} = 470 \cdot 0{,}6 = 282 \text{ m} \cdot \text{kN}.$$

Pour déterminer la pression horizontale exercée sur le poteau par les forces de freinage transversales, on cherche la force de freinage transversale pour un galet de roulement par la formule (IX.6) :

$$T_g = \frac{Q+g}{20n_g} = \frac{500+185}{20 \cdot 2} = 17{,}1 \text{ kN},$$

où $n_g$ est le nombre de galets de roulement sur un côté.

Pression horizontale sur le poteau due aux forces de freinage transversales des deux ponts

$$T = T_g n_s n \sum y = 17{,}1 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}894 = 56{,}4 \text{ kN}.$$

3. Surcharge de vent. De 0 à 10 m de hauteur, c'est une charge uniformément répartie de pression nominale 0,35 kN/m² (35 kgf/m²). Entre

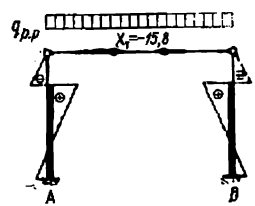
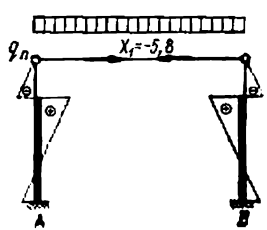
*Tableau IX.4*

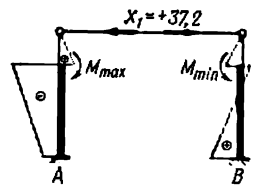
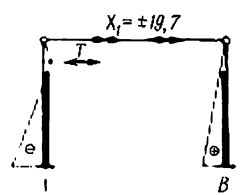
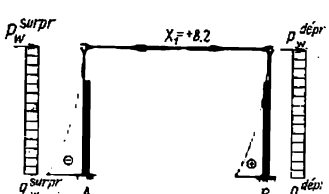
**Tableau des charges de calcul**

| Charge | Force, kN | Hauteur d'application, m | Excentricité d'application de la force par rapport au centre de gravité de la section, m |
|---|---|---|---|
| *Charges permanentes* | | | |
| Poids propre de la couverture $P_1$ | 643 | 19,5 | 0 |
| Poids de la partie haute du poteau $P_2$ | 15 | 14,3 | 0 |
| Poids de la partie basse du poteau $P_3$ | 50 | —1 | 0 |
| Poids des poutres de roulement et des plates-formes-freins $P_4$ | 60 | 14,3 | 0,6 |
| Poids du mur $P_5$ | 60 | 14,3 | 0,75 |
| Poids du mur $P_6$ | 50 | 6,5 | 0,75 |
| *Surcharges* | | | |
| Neige $P_7$ | 252 | 19,5 | 0 |
| Pression verticale maximale du pont roulant $D_{\max}$ | 1666 | 14,3 | 0,6 |
| Pression verticale minimale du pont roulant $D_{\min}$ | 470 | 14,3 | 0,6 |
| Freinage transversal $T$ | 56,4 | 15,87 | 0 |
| Surcharges de vent (uniformément réparties), kN/m : | | | |
| $q_1^{\text{surpr}}$ | 4,03 | $< 10$ | 0 |
| $q_2^{\text{surpr}}$ | 4,54 | 10 à 20 | 0 |
| $q_1^{\text{dépr}}$ | 3,03 | $< 10$ | 0 |
| $q_2^{\text{dépr}}$ | 3,41 | 10 à 20 | 0 |
| Surcharge de vent (concentrée) $P_w^{\text{surpr}}$ | 42,4 | 19,5 | 0 |
| Idem, $P_w^{\text{dépr}}$ | 31,8 | 19,5 | 0 |

*Tableau IX.5*

**Efforts de calcul (en kN) dans un poteau de la file *A***

| Cas de charge | N° de cas | Schéma | Coefficient d'action simultanée | Partie haute du poteau | | | | Partie basse du poteau | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | section I-I | | section II-II | | section III-III | | section IV-IV | | |
| | | | | *M* | *N* | *M* | *N* | *M* | *N* | *M* | *N* | *Q* |
| Poids propre | 1 |  | 1 | −57 | 643 | −82 | 703 | +190 | 778 | −52 | 878 | +158 |
| Surcharge de neige | 2 |  | 1<br>0,9 | −22<br>−20 | 252<br>227 | −30<br>−27 | 252<br>227 | +71<br>+64 | 252<br>227 | −19<br>−17 | 252<br>227 | +5,8<br>+5,2 |

| | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pression verticale des ponts roulants | $D_{max}$ à gauche | 3 |   | 1 | +134 | — | +193 | — | —806 | 1666 | —238 | 1660 | —37,2 |
| | | | | 0,9 | +121 | — | +174 | — | —725 | 1500 | —214 | 1500 | —33,5 |
| | $D_{min}$ à gauche | 4 | | 1 | +134 | — | +193 | — | —89 | 470 | +480 | 470 | —37,2 |
| | | | | 0,9 | +121 | — | +174 | — | —80 | 423 | +432 | 423 | —33,5 |
| Freinage transversal des ponts roulants | sur un poteau de la file *A* | 5 |   | 1 | ±71 | — | ±12,5 | — | ±12,5 | — | ∓550 | — | ±36,7 |
| | | | | 0,9 | ∓64 | — | ±11,3 | — | ±11,3 | — | ∓495 | — | ±33 |
| | sur un poteau de la file *B* | 6 | | 1 | +71 | — | ±103 | — | ±103 | — | ±404 | — | ∓19,7 |
| | | | | 0,9 | ±64 | — | ±93 | — | ±93 | — | ±364 | — | ∓17,7 |
| Surcharge de vent | vent de gauche | 7 |   | 1 | —151 | — | —236 | — | —236 | — | —1605 | — | +122,4 |
| | | | | 0,9 | —136 | — | —212 | — | —212 | — | —1445 | — | +110,2 |
| | vent de droite | 8 | | 1 | +165 | — | +251 | — | +251 | — | +1492 | — | —105,6 |
| | | | | 0,9 | +149 | — | +226 | — | +226 | — | +1343 | — | —95 |

10 m et 20 m, on substitue à l'épure trapézoïdale de pression du vent une épure rectangulaire à ordonnée moyenne 0,394 kN/m². Au-dessus de 20 m, on prend une pression de 0,46 kN/m².

La pression du vent exercée sur la couverture et le lanterneau se traduit par une force concentrée $P_w$ appliquée sur un poteau.

Surcharge de vent:

$$q_v = ng_0cb,$$

où $q_0$ est la pression cinétique nominale; $b = 12$ m, l'espacement des poteaux; $n = 1{,}2$, le coefficient de sécurité; $c = 0{,}8$ et $c = 0{,}6$, les coefficients aérodynamiques de la surpression et de la dépression. Il vient

$$q_1^{\text{surpr}} = 0{,}35 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}8 = 4{,}03 \text{ kN/m}; \quad q_2^{\text{surpr}} = 0{,}394 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}8 = 4{,}54 \text{ kN/m};$$

$$q_1^{\text{dépr}} = 0{,}35 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 = 3{,}03 \text{ kN/m}; \quad q_2^{\text{dépr}} = 0{,}394 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 = 3{,}41 \text{ kN/m};$$

$$P_w^{\text{surpr}} = 0{,}46 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}8 \cdot 8 = 42{,}4 \text{ kN}; \quad P_w^{\text{dépr}} = 0{,}46 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 \cdot 8 = 31{,}8 \text{ kN}.$$

Hauteur du faîtage du lanterneau au-dessus du point le plus bas de l'entrait de la ferme de toiture: 8 m.

Les charges et les hauteurs d'application seront inscrites sur le tableau IX.4.

*3. Calcul statique du portique*

Le système adopté (portique à poteaux encastrés et poutre articulée) est un système hyperstatique au 1er degré.

Le calcul sera fait par la méthode des efforts, en introduisant une force normale surabondante inconnue $X_1$ appliquée sur la poutre. Le système principal se réduit alors à deux poteaux encastrés en bas. L'équation canonique en $X_1$ se présente comme suit:

$$\delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} = 0, \text{ d'où } X_1 = -\Delta_{1p}/\delta_{11},$$

où $\delta_{11}$ est le déplacement (rapprochement ou éloignement) des points d'application des forces $X_1 = 1$ dans leur plan d'action provoqué par les forces elles-mêmes; $\Delta_{1p}$ est le déplacement des mêmes points dans les mêmes directions dû à la charge extérieure.

Les déplacements $\delta_{11}$ et $\Delta_{1p}$ se laissent calculer par la formule

$$EJ_0\delta_{ik} = \sum \int_a^b M_i M_k \frac{J_0}{J_i}\, dx =$$

$$= \sum (M_i^a M_k^a + 4M_i^m M_k^m + M_i^b M_k^b) \frac{l}{6} \cdot \frac{J_0}{J_i},$$

dans laquelle $M_{ik}^{a,b}$ sont les valeurs des ordonnées des épures des moments aux extrémités $a$ et $b$ de la barre; $M_{ik}^m$, les valeurs des ordonnées des épures des moments au milieu de la barre; $l$, la longueur de la barre; $J_0/J_i$, le rapport des moments d'inertie des sections des poteaux (on a généralement $J_0 = 1$).

C'est ainsi qu'on a pour les deux épures trapézoïdales des moments de la figure IX.26, *b*

$$EJ_0\delta_{12} = \frac{l}{6}(2aa' + 2bb' + ab' + a'b),$$

où $a$, $a'$, $b$ et $b'$ sont les valeurs des ordonnées des épures des moments aux extrémités de la barre.

Connaissant la force $X_1$, on trouve sans difficulté le moment $M$ en toute section voulue du portique:

$$M = M_p + M_1X_1,$$

où $M_p$ est le moment des charges extérieures dans le système principal isostatique; $M_1$, le moment de la force $X_1 = 1$.

On trace les épures des moments du côté de la fibre tendue; les épures correspondant à la face intérieure du poteau sont affectées de signe positif. Les valeurs des moments dans les sections caractéristiques des poteaux sont résumées dans le tableau IX.5, et les cas de charges considérés, dans le tableau IX.6.

*Tableau IX.6*

**Tableau des efforts de calcul (en kN) dans un poteau de portique de la file *A* pour les différents cas de charge** [1]

| Efforts de calcul | Coefficient d'action simultanée | Partie haute du poteau | | | | Partie basse du poteau | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | section I-I | | section II-II | | section III-III | | section IV-IV | | |
| | | *M* | *N* | *M* | *N* | *M* | *N* | *M* | *N* | *Q* |
| $M_{max}$ pour $N_{resp}$ | 1 | +148<br>1, 3, 5 | 643 | +214<br>1, 3, 6 | 703 | +441<br>1, 8 | 778 | +1440<br>1, 8 | 878 | +52,4 |
| | 0,9 | +277<br>1, 3, 5, 8 | 643 | +411<br>1, 3, 6, 8 | 703 | +480<br>1, 2, 8 | 1005 | +2218<br>1, 4, 5, 8 | 1301 | −3,5 |
| $M_{max}$ pour $N_{resp}$ | 1 | −208<br>1, 7 | 643 | −318<br>1, 7 | 703 | −719<br>1, 3, 6 | 2444 | −1657<br>1, 7 | 878 | +280,4 |
| | 0,9 | −213<br>1, 2, 7 | 870 | −321<br>1, 2, 7 | 930 | −840<br>1, 3, 6, 7 | 2278 | −2223<br>1, 2, 3, 5, 7 | 2605 | +272,9 |
| $N_{max}$ pour $+M_{resp}$ | 1 | +148<br>1 3, 5 | 643 | +214<br>1, 3, 6 | 703 | +261<br>1, 2 | 1030 | +978<br>1, 4, 5 | 1348 | +84,1 |
| | 0,9 | +277<br>1, 3, 5, 8 | 643 | +411<br>1, 3, 6, 8 | 703 | +480<br>1, 2, 8 | 1005 | +2218<br>1, 4, 5, 8 | 1301 | −3,5 |
| $N_{max}$ pour $-M_{resp}$ | 1 | +79<br>1, 2 | 895 | −112<br>1, 2 | 955 | −719<br>1, 3, 6 | 2444 | −840<br>1, 3, 5 | 2544 | +157,5 |
| | 0,9 | −213<br>1, 2, 7 | 870 | −321<br>1, 2, 7 | 930 | −840<br>1, 3, 6, 7 | 2278 | −2223<br>1, 2, 3, 5, 7 | 2605 | +272,9 |
| $N_{min}$ pour $-M_{resp}$ | 1 | | | | | | | −1648 * | 718* | +251,7 * |
| | | | | | | | | 1,7 | | |

[1] Les lignes horizontales des valeurs des efforts alternent avec les numéros des cas de charge.

* Dans ce cas de charge les efforts provenant des charges permanentes sont affectés d'un coefficient de sécurité $n = 0,9$.

## § 48. LANTERNEAUX ET PANS DE FER

Les *lanterneaux* montés sur les fermes de toiture assurent l'éclairage et l'aération du local. On distingue les lanterneaux à évacuation d'eau par l'extérieur (fig. IX.27, *a*, *b*) et par l'intérieur (fig. IX.27, *c*). Les parties vitrées des lanterneaux sont généralement verticales.

Un lanterneau peut être disposé en long de la halle (lanterneaux longitudinaux) ou en travers (lanterneaux transversaux). Les premiers sont plus répandus. En largeur, un lanterneau longitudinal occupe généralement de 0,3 à 0,5 de la portée.

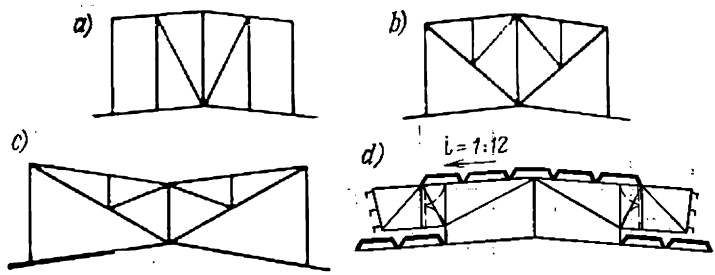



**Fig. IX.27. Ossatures des lanterneaux**

Dans un atelier chauffé, lorsque le lanterneau est plus large que 9 m, on aménage une évacuation d'eau intérieure ; si le lanterneau est moins large ou le bâtiment n'est pas chauffé, l'eau est évacuée du lanterneau par l'extérieur.

La hauteur du lanterneau est choisie en fonction de la surface à éclairer. Des fers à vitrage standards de 1,75, 1,50 ou 1,25 m de haut sont accrochés à l'ossature du lanterneau. La partie vitrée du lanterneau doit être surélevée (de 400 mm au minimum) au-dessus du versant de toiture. Les montants du lanterneau sur la face vitrée doivent être d'environ 1 m plus hauts que les fers à vitrage.

L'ossature du lanterneau peut être composée de montants (fig. IX.27, *a*) ou de fermes isolées (fig. IX.27, *b*, *c*). Dans le premier cas on place des contre-fiches pour assurer l'indéformabilité ; les lanterneaux de ce type sont plus légers et plus faciles à transporter. Les lanterneaux en fermes isolées présentent moins d'attaches sur la ferme de toiture et sont de ce fait plus faciles à mettre en place.

Dans les bâtiments industriels, afin de réaliser une aération efficace, on monte des lanterneaux d'aération spéciaux, à baies libres munies de chicanes brise-vent (fig. IX.27, *d*).

L'élément de force principal d'un lanterneau est le montant extérieur, qui, en plus d'une charge verticale, résiste à la poussée du vent. Sa section est généralement formée de deux cornières à ailes inégales ou de deux profilés en U.

On voit sur la figure IX.28 un montant de lanterneau avec les fers à vitrage. Il est attaché par boulons bruts ou par soudure au gousset en attente de la ferme de toiture. Un assemblage par bride est également possible.

En vertu des conditions de service de la toiture, un lanterneau longitudinal doit s'interrompre tous les 80 m au moins; il ne doit pas déboucher sur les murs de pignon. Des contreventements horizontaux et verticaux, analogues à ceux des fermes de toiture, assurent l'indéformabilité géométrique de l'ossature des lanterneaux.

Le *pan de fer* est l'ossature du mur destinée à supporter le remplissage, constitué généralement par de grosses dalles en béton armé, longues de 6 ou de 12 m et larges de 1,2 ou de 1,8 m, accrochées aux poteaux (fig. IX.29, *a*). Les dalles reposent sur les panneaux du mur de soubassement ou se fixent sur les éléments du pan de fer.

Un mur en feuilles d'amiante-ciment est moins solide; on en voit un exemple de réalisation sur la figure IX.29, *c*.

On distingue les murs minces (sans isolation thermique), utilisés pour les ateliers de traitement thermique des aciéries, et les murs avec isolation thermique; ces derniers, employés pour les bâtiments chauffés, sont constitués par des dalles en béton armé munies d'une couche isolante. Il y a aussi des murs en maçonnerie (de 1/2 brique d'épaisseur s'il n'y a pas d'isolation thermique à prévoir, et de 1 ou $1^1/_2$ brique d'épaisseur dans le cas contraire) supportés par un pan de fer constitué de traverses ou linteaux horizontaux et de montants verticaux; ces éléments reportent le poids du remplissage du mur et la poussée horizontale du vent.

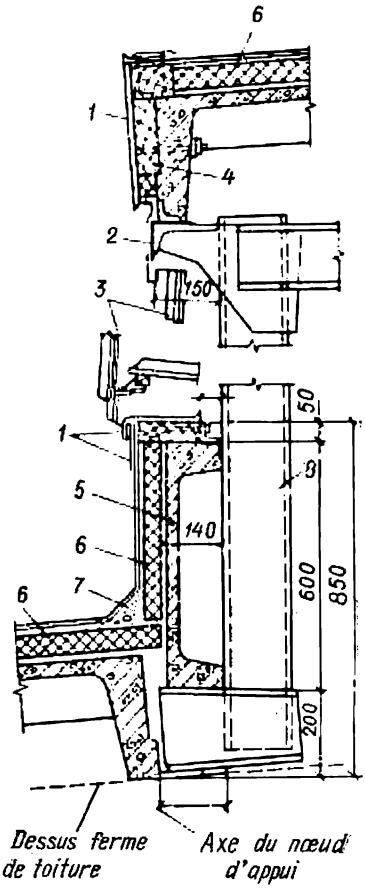



Fig. IX.28. Montant d'un lanterneau: *1* — tôle d'acier de couverture; *2* — pannelette de retombée; *3* — fers à vitrage; *4* — planche; *5* — dalle à rebords en béton armé ПКЖБ; *6* — couche d'isolation thermique; *7* — béton; *8* — ossature du lanterneau

Le panneau de mur en maçonnerie de 1/2 brique d'épaisseur a généralement une superficie de 9 à 12 m² au plus; il est encadré

par des profilés en U ou des poutrelles n° 14. Ce panneau sera de préférence allongé dans le sens de la hauteur plutôt que dans le sens horizontal, afin d'offrir une résistance efficace à la surcharge

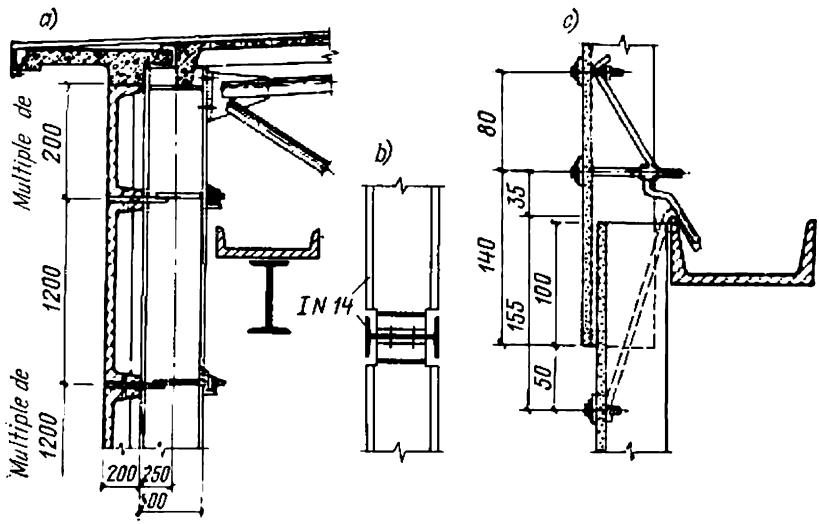



Fig. IX.29. Pan de fer d'un mur mince

de vent horizontale en transmettant les efforts aux poteaux par l'intermédiaire des montants et des traverses du pan de fer.

Les linteaux reportent non seulement les charges horizontales, mais aussi les charges verticales (poids du mur); leur section doit présenter donc une très bonne rigidité dans les deux directions (fig. IX.29, *b*).

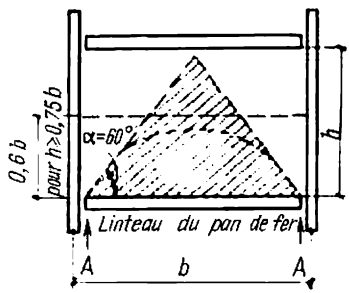



Fig. IX.30. Schéma de calcul d'un linteau

Un linteau ne supporte pas le poids du mur tout entier mais seulement une fraction de poids de la portion supérieure du mur, grâce à un effet de voûte qui a lieu dans la maçonnerie; il est calculé donc pour résister à une charge fictive de profil triangulaire (zone hachurée sur la figure IX.30). D'après la valeur du moment fléchissant, une telle charge fictive équivaut à une charge uniformément répartie provenant d'un mur en maçonnerie haut de 0,6 *b* supporté par le linteau. L'attache du linteau sur le poteau est calculée pour la réaction d'appui totale $A$, égale au poids de la moitié du panneau de mur. Les linteaux sont fixés aux poteaux à l'aide de boulons bruts.

Les montants du pan de fer du mur de pignon ont généralement une section en I. Ils reportent la charge verticale provenant du poids du mur et fléchissent dans la direction horizontale sous la pression du vent. En bas, les montants transmettent la surcharge de vent horizontale à la poutre marginale ou aux fondations, et en haut, à une ferme au vent horizontale incorporée dans le système de contreventement des membrures inférieures des fermes de toiture

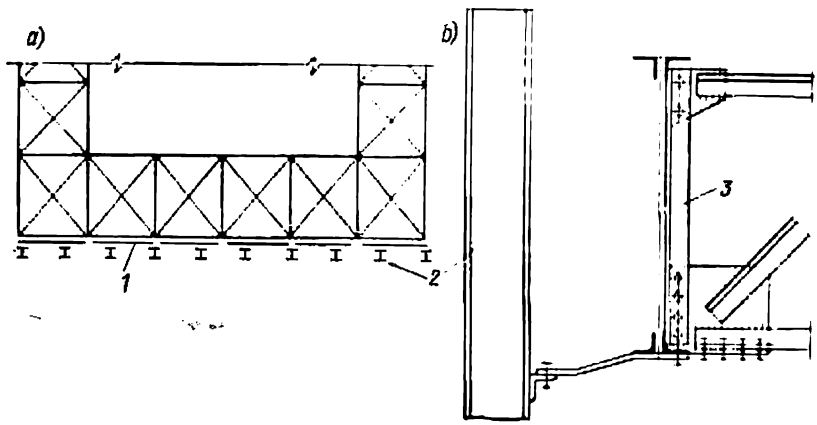



Fig. IX.31. Attaches des montants du pan de fer d'un mur de pignon :
*1* — poutres de répartition ; *2* — montant du pan de fer du mur de pignon ; *3* — ferme de toiture

(fig. IX.31, *a*). Si les montants du pan de fer du mur de pignon ne coïncident pas avec les nœuds de la ferme de contreventement, on prévoit des poutres de répartition (constituées généralement d'un profilé en U) qui transmettent les pressions horizontales des montants aux nœuds de la ferme. La solution représentée sur la figure IX.31,*b*, réalisée au moyen d'une articulation en tôle, garantit a transmission de la charge horizontale du montant au nœud de la ferme de pignon et permet une flexion libre de la ferme.

CHAPITRE X

# OSSATURE EN ACIER DES BÂTIMENTS DE GRANDE PORTÉE ET DES CONSTRUCTIONS DE GRANDE HAUTEUR

Les bâtiments publics (pavillons d'exposition, gymnases, salles de spectacles, marchés, stades couverts, etc.), les parcs à véhicules (hangars, garages, parcs de trolleybus, gares, parkings couverts), les édifices industriels (halles d'ateliers équipées de ponts roulants, locaux d'essais physiques, etc.) présentent souvent de larges travées à couvrir, dont les dimensions sont dictées par les exigences d'ordre technologique ou architectural.

Les portées très larges sont souvent réalisées avec une travée unique, afin de satisfaire au principal impératif : créer un espace dégagé d'un volume important. Dans d'autres cas, ces bâtiments peuvent avoir des travées multiples.

La grande variété de destination des édifices fait naître une multiplicité des conceptions plano-volumétriques : un tel ouvrage peut avoir en plan une forme rectangulaire, ronde, ovale, etc., avec des charpentes planes ou spatiales (tridimensionnelles).

En choisissant le schéma géométrique de l'ouvrage, sa construction et le matériau à utiliser, le concepteur cherche en tout premier lieu à adapter au mieux le bâtiment à sa destination spécifique et à justifier la solution adoptée. La destination de l'ouvrage impose certaines conditions spécifiques, lesquelles font l'objet d'une documentation abondante reflétant l'historique et la perspective de la question.

La charpente recouvrant une grande portée est choisie compte tenu de son propre poids, qui représente la charge permanente principale et qui définit le coût de l'ouvrage.

Une autre condition, propre aux bâtiments industriels, consiste à prévoir un plan inférieur horizontal de la toiture, nécessaire pour l'organisation des chemins de roulement, voies, etc., ainsi qu'une rigidité horizontale et verticale satisfaisante des éléments de charpente.

## § 49. CHARPENTE PLANE À GRANDE PORTÉE EN POUTRES ET EN PORTIQUES

La charpente de toiture en poutres et en portiques est utilisée dans les bâtiments de forme rectangulaire en plan. Ce sont généralement de lourdes fermes à grande portée, disposées le plus souvent en travers de l'édifice et espacées d'une distance multiple de 6 ou de 12 m. Les fermes sont assemblées par des pannes (poutres ou fermes) et contreventées afin d'assurer une forme invariable de l'ouvrage dans l'espace.

Par ferme lourde, on entend une ferme dont les éléments présentent une section à âme double : cela est nécessaire quand les efforts dans les membrures dépassent 4000 à 5000 kN. On voit naître des efforts aussi élevés dans les fermes d'une portée de 80 m, 100 m et plus, sollicitées par des charges importantes. Equipées de ponts roulants, ces fermes sont utilisées dans les ateliers de montage d'avions, hangars d'aviation (fig. X.1), cales des constructions navales.

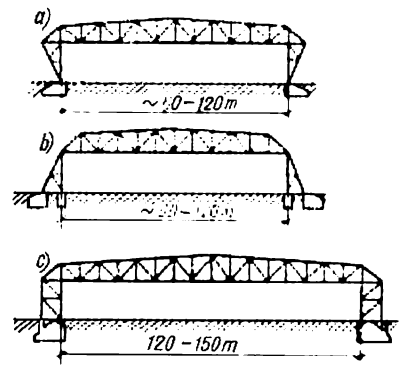



Fig. X.1. Portiques en treillis à grande portée

Les fermes à grande portée sont très variées, tant d'après le schéma que d'après la forme géométrique. Ce peuvent être par exemple :

— une ferme en poutres ou la poutre maîtresse d'un portique en treillis à membrures parallèles ou polygonales ;

— une ferme en arc ;

— un arc à tirant ;

— une poutre renforcée par un arc parabolique, une poutre sous-bandée, etc.

La figure X.1, *a* représente un portique à deux articulations aux pieds des poteaux, et la figure X. 1, *b*, un portique à deux articulations en tête des poteaux. Le premier est plus rationnel, car ses angles rigides diminuent les efforts dans la poutre.

Un portique sans articulations, montré sur la figure X.1, *c*, exige un ancrage particulièrement important dans le massif de fondation ; il est en outre très sensible aux variations de température.

Le hangar représenté sur la figure X.2 est constitué essentiellement par un portique d'encadrement principal à deux articulations de 100 m de portée, sur lequel viennent s'appuyer des fermes de toiture de 60 m de portée dont l'espacement est conforme à la largeur du panneau du portique. L'extrémité opposée de chaque ferme

prend appui sur un poteau. Des poutres roulantes de manutention ($Q$ = 3 à 5 t) sont accrochées aux poutres dans les nœuds des fermes. La porte disposée dans la baie du portique est constituée de panneaux coulissants séparés qui s'appuient en bas sur des galets de roulement, et en haut, sur des guides horizontaux soutenus par les barres de contreventement placées entre les membrures inférieures des fermes.

La poussée latérale du portique est supportée par les fondations si le sol est assez résistant; sinon, la poussée est reprise par un

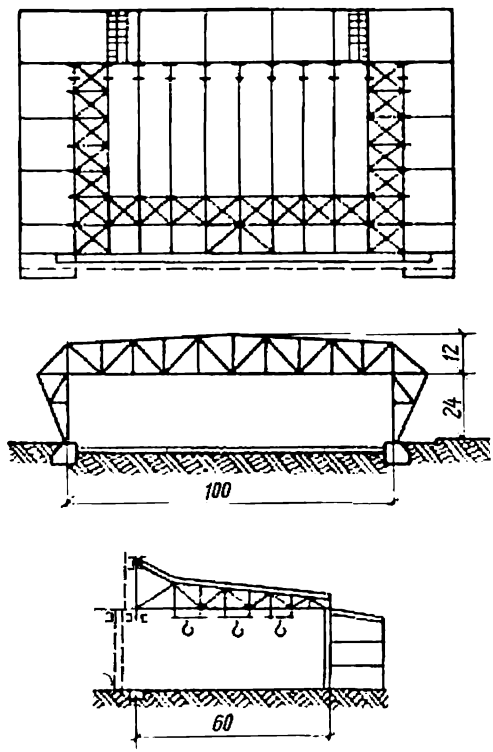



Fig. X.2. Hangar (plan, coupe)

entrait d'acier travaillant en traction, posé dans une gaine souterraine spéciale.

La hauteur $h$ de la ferme, choisie de façon à minimiser le poids $G$ dans l'équation $dG/(dh) = 0$, varie entre 1/5 et 1/6 de la portée. Or, on adopte généralement une hauteur moins grande, de l'ordre de 1/8 à 1/10 de la portée, compte tenu de la nécessité de diminuer le volume de l'édifice.

Pour alléger les constructions, on peut utiliser la précontrainte des portiques [58]: par exemple, pour le portique montré sur la

figure X.2, on peut tendre les diagonales extrêmes adjacentes aux poteaux, afin de diminuer les contraintes dans la poutre horizontale.

Sur la figure X.3 est montré en coupe un grand hangar d'avion comportant deux fermes spatiales longitudinales disposées à deux hauteurs différentes: une telle disposition est déterminée par la forte longueur et par la hauteur de l'empennage des avions modernes.

En étudiant un ouvrage à grande portée, il convient de disposer judicieusement les contreventements afin de garantir la stabilité

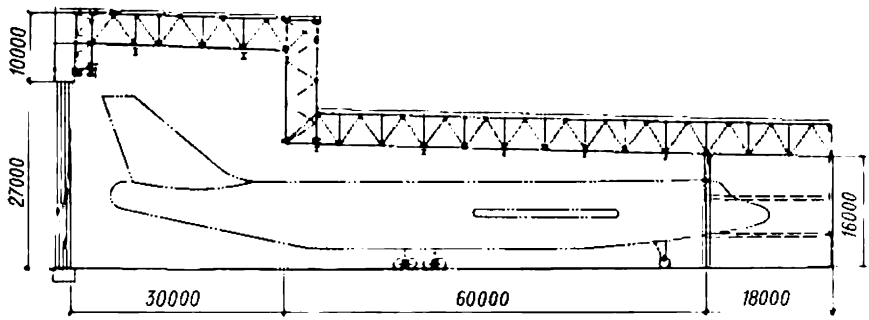



Fig. X.3. Vue en coupe d'un grand hangar à deux fermes spatiales disposées à des hauteurs différentes

des membrures supérieures des fermes et la rigidité générale de l'ouvrage; en outre, ces contreventements doivent résister aux surcharges horizontales (poussée du vent).

On peut évaluer approximativement le poids propre d'une ferme à grande portée d'après les efforts longitudinaux $N$ dans les éléments de la charpente ou d'après le moment $M$ dans la poutre et l'effort tranchant $Q$, en assimilant la ferme à une poutre et en faisant intervenir des coefficients de calcul $\psi_c$.

Le poids de la ferme $G_f$ est égal à la somme des poids des membrures $G_m$ et de ceux des diagonales avec goussets $G_d$. Supposant que les aires de sections $F_m$ des membrures supérieure et inférieure de la ferme sont sensiblement égales, on a pour la longueur du panneau $l_p$ et le poids spécifique de l'acier $\gamma = 78{,}5$ kN/m$^3$

$$G_f = G_m + G_d = 2\sum_1^n F_m l_p \gamma \psi_{c.m} + \sum_1^n F_d l_d \gamma \psi_{c.d} =$$

$$= 2\sum_1^n \frac{M l_p}{hR}\gamma\psi_{c.m} + \sum_1^n \frac{Qh}{\cos^2\alpha \cdot R}\gamma\psi_{c.d},$$

où $F_m = \frac{N_m}{R} = \frac{M}{hR}$ est l'aire de section théorique d'une membrure, définie en fonction de la résistance de calcul à condition que

celle-ci soit utilisée complètement ; $h$, la hauteur de la ferme ; $R$, la résistance de calcul ; $n$, le nombre d'éléments ; $\alpha$, l'inclinaison de la diagonale sur la verticale ;

$$F_d = \frac{N}{R} = \frac{Q}{\cos\alpha \cdot R}; \quad l_d = \frac{h}{\cos\alpha};$$

$\psi_c > 1$, un coefficient de calcul qui montre combien le poids réel d'un élément est supérieur au poids calculé en fonction de la section théorique nécessaire pour résister aux sollicitations.

Le coefficient $\psi_c$ est toujours supérieur à l'unité, ce qui s'explique par l'imprécision de calcul de la section ($F > N/R$) et par la nécessité d'utiliser des éléments d'assemblage additionnels, tels que : goussets, plats, couvre-joints, etc. Le rapport du poids réel d'un élément (compte tenu des pièces d'assemblage) au poids calculé en fonction de la section choisie est caractérisé par un coefficient de réalisation $\psi_r$.

Les coefficients de calcul $\psi_c$ peuvent varier :

— pour les membrures des fermes $\psi_{c.m} = 1{,}5$ à $1{,}7$ ;

— pour les diagonales $\psi_{c.d} = 1{,}7$ à $1{,}9$.

Inférieurs d'environ 20 à 25 %, les coefficients de réalisation sont :

— pour les membrures des fermes $\psi_{r.m} = 1{,}15$ à $1{,}25$ ;

— pour les diagonales $\psi_{r.d} = 1{,}2$ à $1{,}4$.

Un portique à deux articulations (fig. X.2) est calculé comme un système hyperstatique au premier degré (la force inconnue surabondante $X_1$ étant la poussée latérale), en tenant compte de la déformation de l'entrait :

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11} + \frac{El_e}{E_e F_e}} = -\frac{\sum \frac{N_1 N_p l_i}{F_i}}{\sum \frac{N_1^2 l_i}{F_i} + \frac{El_e}{E_e F_e}}. \qquad (X.1)$$

Dans cette formule $N_1$ sont les efforts engendrés dans les éléments du système principal par la force $X_1 = 1$ ; $N_p$, les efforts engendrés dans les éléments du système principal par les sollicitations extérieures ; $l_i$ et $F_i$, les longueurs et les aires de sections des éléments de la ferme et des poteaux ; $l_e$ et $F_e$, la longueur et l'aire de section de l'entrait.

Les efforts dans les éléments sont

$$N = N_p + X_1 N_1. \qquad (X.2)$$

Puisque $F_i$ figure tant au numérateur qu'au dénominateur de la formule (X.1), on ne tient compte que du rapport $F_i/F_0$ dans lequel $F_0$ est une aire de section conventionnelle, prise égale à l'unité.

Les calculs sont faits sous forme tabulaire.

S'il est nécessaire de tenir compte de l'effet de la différence des températures ambiantes, on calcule la poussée latérale par la formule

$$X_1 = -\frac{E\Delta_{1t}}{\delta_{11} + El_e/(E_eF_e)}, \qquad (X.3)$$

où $\Delta_{1t} = \alpha t \sum N_1 l_i$.

En raison des efforts considérables, on donne aux éléments une section à âme double, généralement en H, en U, etc. (fig. X.4). On choisit d'abord la section à donner à l'élément comprimé le plus gros de la membrure de la ferme lourde, puis celle à donner à l'élément le plus mince, afin de fixer la gamme des profilés et des sec-

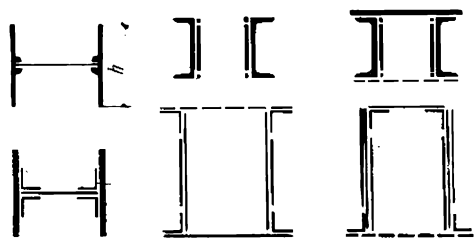


Fig. X.4. Sections des éléments des fermes de pont lourd

tions. Compte tenu de l'hypothèse de la présence d'articulations dans la ferme, la hauteur de section $h$ ne doit pas excéder 1/10 de la longueur du panneau.

Si l'élément travaille à la compression, il faut que son élancement soit sensiblement le même dans les deux directions et que ses sections soient symétriques. Les axes des éléments des membrures ne seront décalés entre eux que de 1,5 % de la hauteur de section au plus, sinon, on devra tenir compte de l'effet d'un moment parasite engendré par les forces axiales excentrées

Les nœuds des fermes auxquels aboutissent des éléments à section en H sont construits généralement avec des goussets extérieurs, la transmission des efforts dans le joint de la membrure étant assurée par des couvre-joints additionnels. Le joint de la tôle horizontale du H est quelquefois dépourvu de couvre-joint, vu la nécessité de placer le gabarit plat de perçage des trous : dans ce cas le flux de lignes de force est transmis par le gousset uniquement. Les plats ou treillis d'assemblage des lames sont calculés par analogie au cas d'un poteau à compression centrée.

En étudiant la forme d'un nœud, on cherche à minimiser le nombre d'éléments et à donner aux goussets une forme aussi simple que possible, en évitant les évidements et les angles rentrants.

Le nœud peut être réalisé par rivets, boulons hr ou soudure. La figure X.5, *a* représente le nœud rivé d'une ferme de pont lourd constituée par des éléments en H. Les rivets doivent être disposés

symétriquement à écartement égal ou multiple d'un module commun ; le nombre de rivets sera réduit au minimum.

Le nœud soudé d'une ferme lourde est montré sur la figure X.5, *b*. En construction soudée, on cherche à réduire autant que possible les concentrations de contrainte ; à cet effet, on pratique des congés sur les goussets et l'on procède à l'usinage des cordons de soudure.

Les boulons de haute résistance (boulons hr) deviennent actuellement de plus en plus répandus sur les fermes lourdes, ce qui facilite

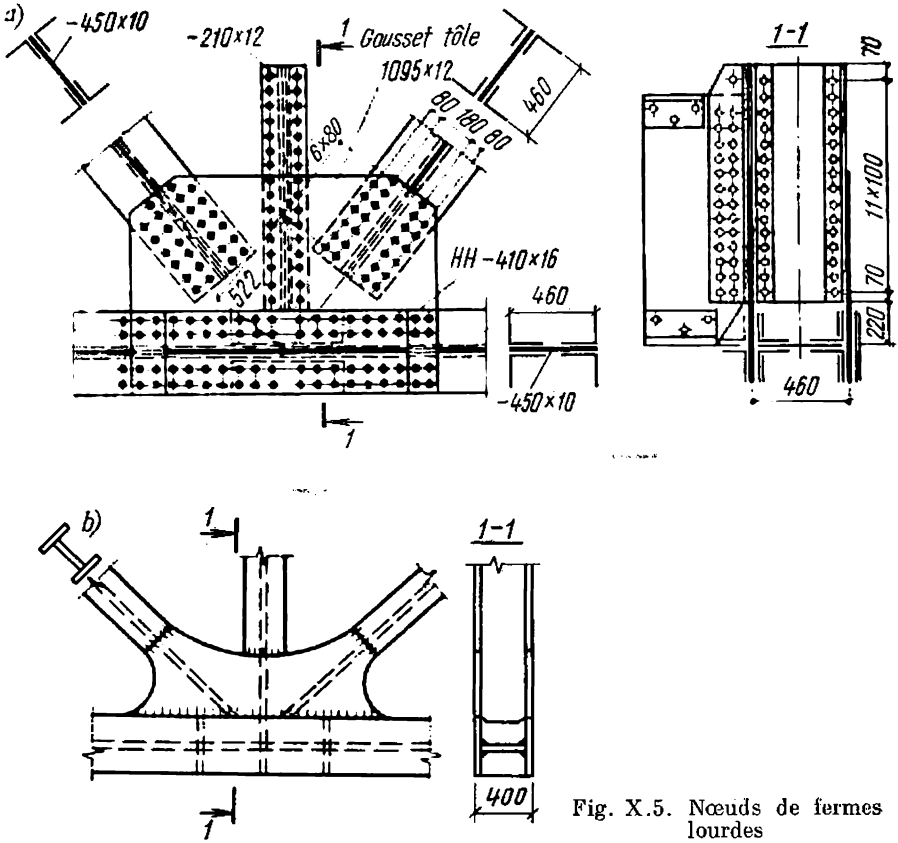



Fig. X.5. Nœuds de fermes lourdes

les travaux de chantier et diminue le coût de la construction. On voit sur la figure X.6 une ferme combinée (sablière/poutre de roulement) de grande portée (36 m) destinée à supporter des ponts roulants lourds. La membrure inférieure de cette ferme est constituée par une poutre soudée en caisson qui prend appui sur les nœuds de la ferme ; la membrure supérieure de la ferme sert d'appui aux fermes de toiture. On utilise de pareilles constructions dans les halles industrielles (aciéries, etc.) dont les poteaux sont largement espacés dans la di-

rection longitudinale. La membrure inférieure de la ferme et les éléments du treillis, en plus des efforts axiaux ordinaires, sont sollicités par des moments fléchissants et de torsion locaux. En réunissant une poutre de roulement et une sablière au sein d'une ferme compacte unique, on met en pratique le principe de la concentration du matériau.

Les appareils d'appui (les appuis) des lourdes fermes en poutres et des portiques de grande portée, exposés à des charges élevées

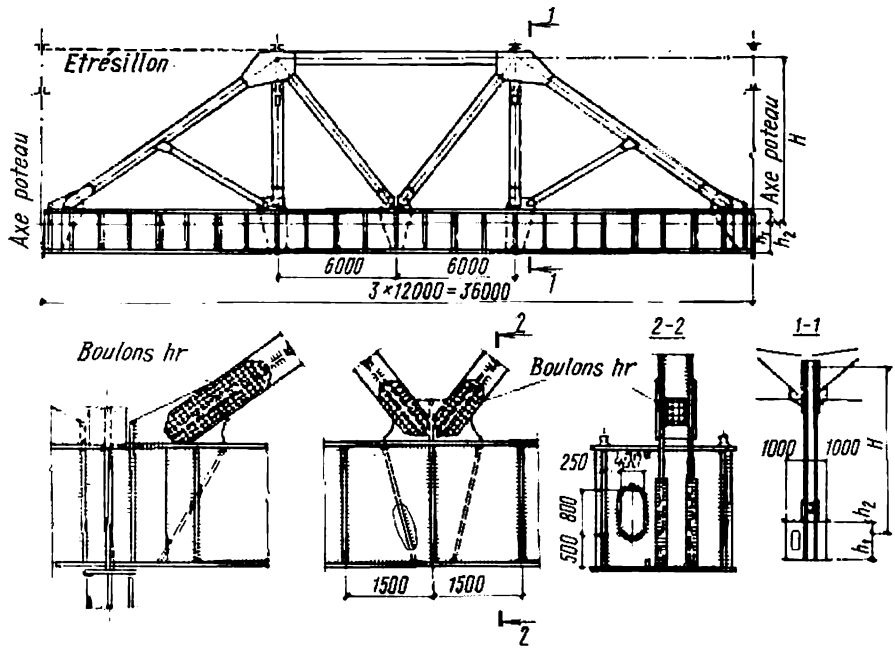



Fig. X.6. Ferme combinée (sablière/poutre de roulement)

(jusqu'à plusieurs milliers de kilonewtons), sont conçus de façon à localiser les réactions d'appui dans un endroit prévu malgré les variations de la distance entre les points d'appui, consécutives à la flexion de la ferme ou à la variation de l'inclinaison de la courbe de flexion. On distingue donc les appuis fixes et les appuis mobiles.

Les poutres d'une portée inférieure ou égale à 40 m reposent sur des appuis tangentiels (fig. X.7, *a*).

Si la portée est plus grande, à cause de la flexion de la ferme ou de la variation de température, les points d'appui peuvent se déplacer notablement (fig. X.7, *b*) : on prévoit donc des appareils d'appui articulés à rouleaux (fig. X.7, *c*). Les balanciers supérieurs et inférieurs sont en acier moulé, et les rouleaux ou les rotules cylindriques, en acier de nuance ВСт5.

Les rouleaux (fig. X.7, *d*) sont calculés pour résister à une compression diamétrale fictive

$$\sigma = \frac{A}{ndl} \leqslant R_{c.d}, \qquad (X.4)$$

où $A$ est la réaction d'appui; $n$, le nombre de rouleaux; $d$, le diamètre du rouleau; $l$, la longueur du rouleau; $R_{c.d}$, la résistanc-

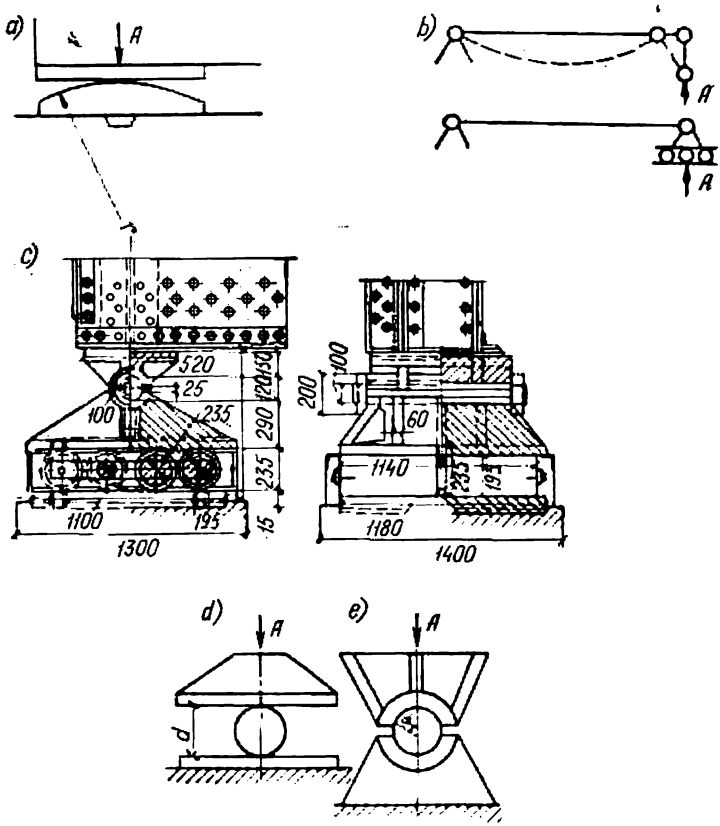



Fig. X.7. Appareils d'appui des fermes lourdes

de calcul des rouleaux à la compression diamétrale en contact libre (voir tableaux II.13 et II.14).

La rotule cylindrique travaillant avec un contact étroit (angle au centre de contact $\alpha \geqslant \pi/4$, voir fig. X.7, *e*) est calculée pour l'écrasement local par la formule

$$\sigma = \frac{A}{1{,}25rl} \leqslant R_{écr.d}, \qquad (X.5)$$

dans laquelle $r$ est le rayon de la rotule. Les valeurs de la résistance de calcul à l'écrasement local en cas de contact étroit $R_{écr.l}$ sont données dans les tableaux II.13 et II.14.

Pour une articulation à genouillère (rotule sphérique), la contrainte d'écrasement en contact étroit est calculée par la formule

$$\sigma = \frac{6A}{\pi d^2} \cdot \frac{1}{1-\cos^3 \varphi} \leqslant R_{écr.l}, \qquad (X.6)$$

où $d$ est le diamètre de la genouillère; $\varphi$, l'angle de contact de la genouillère avec le balancier à alvéole sphérique.

## § 50. ARCS, COUPOLES, TOITURES SUSPENDUES, STRUCTURES SPATIALES

### *1. Arcs*

Les arcs s'avèrent rationnels pour couvrir des travées longues ($L > 60$ à 80 m). Ils ont une masse peu élevée, car, étant un système à poussée latérale, un arc travaille essentiellement à la compression normale et ne travaille que très peu à la flexion, ce qui explique son caractère économique.

Un arc occupe un espace plus grand qu'un portique. Les zones hachurées sur la figure X.8, *a* correspondent aux zones « mortes » souvent irrécupérables.

Une charpente en arc se déforme plus facilement que le portique, car la rigidité longitudinale de l'arc $i_a$ est moins grande que celle de la poutre horizontale du portique $i_p$ (fig. X.8, *a*); $i_a = J_a/S < J_p l = i_p$.

On utilise donc les charpentes en arcs pour couvrir des travées larges exemptes de forces dynamiques et d'efforts horizontaux excessifs, telles que: pavillons, halles de commerce, entrepôts, etc.

Les arcs peuvent être :

— sans articulations;

— à deux articulations;

— à trois articulations.

On choisit tel ou tel système en fonction de l'organisation des appuis.

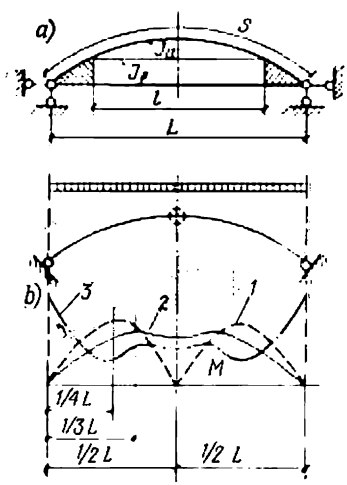



Fig. X.8. Schémas des arcs et épures des moments provenant d'une charge uniformément répartie:
*1* — arc à trois articulations; *2* — arc à deux articulations; *3* — arc sans articulations

La figure X.8, *b* montre l'épure des moments provenant d'une charge uniformément répartie pour les trois types d'arcs énumérés.

Le moment le plus élevé est observé dans un arc à trois articulations, au milieu de chaque moitié de la portée; ces arcs sont donc les plus lourds. Or, étant isostatiques, ils sont insensibles à l'affaisse-

ment des appuis et à la variation de la température, ce qui explique leur utilisation. Conformément au caractère de l'épure des moments, on donne à l'arc à trois articulations la forme de deux demi-arcs en faucilles (fig. X.9).

Les arcs à deux articulations sont les plus répandus. Les moments y sont répartis assez uniformément, aussi peuvent-ils avoir les membrures parallèles (fig. X.10), les plus faciles à fabriquer.

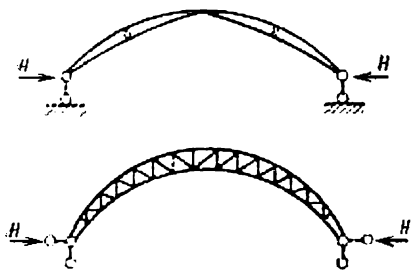


Fig. X.9. Tracés des arcs

Les arcs sans articulations sont les plus légers : en effet, le moment au milieu de la portée est minimal, et le moment aux appuis, bien qu'assez élevé, n'exige qu'une section très légèrement renforcée en comparaison des arcs des autres types, qui doivent présenter des sections très renforcées aux naissances. D'autre part, les arcs sans articulations ne peuvent être montés que sur un sol très résistant (rocheux), susceptible de reporter des moments d'appui élevés. Dans les autres cas on est obligé de prévoir des fondations puissantes, ce qui augmente beaucoup le coût de la construction dans son ensemble. Pour cette raison les arcs sans articulations sont rarement utilisés.

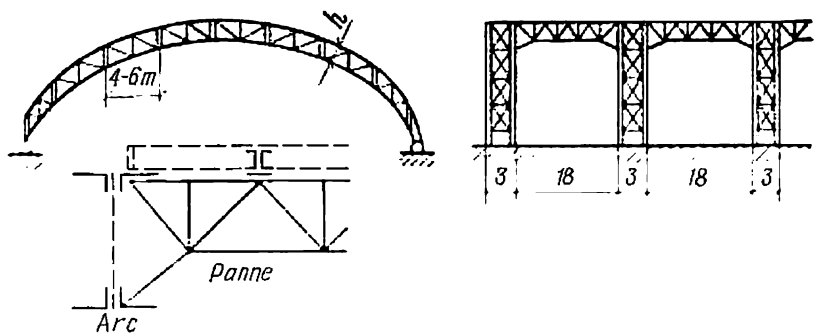


Fig. X.10. Constitution d'une charpente en arc

Le choix du système d'arc est lié au choix des fondations. Sur les sols normaux, on accorde la préférence aux arcs à deux articulations, et sur les sols peu résistants, aux arcs à trois articulations.

Les dimensions générales d'un arc sont la portée $L$ et la flèche $f$. Cette dernière est déterminée par les conditions technologiques ou économiques (sauf pour les pavillons d'exposition et les autres édifices publics, où ce paramètre est dicté par des considérations architecturales). Le rapport optimal $f/L$ varie entre 1/6 et 1/5 ; dans les

bâtiments publics, on a $f/L \approx 1/2$ à $1/5$. En augmentant $f$, on fait croître le moment et décroître l'effort normal; en diminuant $f$, c'est l'inverse qui se produit.

Dans le sens longitudinal du bâtiment, les arcs sont espacés de 12 à 24 m et entretoisés par des pannes en treillis (fermes) disposées tous les 4 à 6 m (fig. X.10). Pour faciliter le montage, on met parfois des arcs jumelés (écartés d'environ 3 m), de telle façon qu'ils puissent tenir debout tous seuls sans céder au flambement. On peut fabriquer en usine des blocs de charpente en arcs longs de 4 à 6 m (2 ou 3 panneaux au total).

La hauteur de section $h$ de l'arc varie entre 1/30 et 1/40 de la portée $L$ lorsque celle-ci est petite, et entre 1/40 et 1/60 de $L$ lorsque la portée est grande. L'arc peut être plein (si la portée est petite) ou en treillis en $N$ ou (plus rarement) en V.

Le calcul d'un arc commence par un recensement des charges et surcharges: poids de la couverture, poids de la neige (sur toute la portée et sur la moitié de la longueur), pression du vent, poids propre de la charpente. Toutes les charges et surcharges sont calculées conformément aux Règles SNiP.

Le poids propre de l'arc (en kN/m) est calculé par la formule

$$g = G/S,$$

dans laquelle $g$ est le poids de 1 m de l'arc; $S$, la longueur de l'arc, m; $G$, le poids total de l'arc, kN;

$$G = \omega B c, \qquad (X.7)$$

où $\omega = 2/3\ fL$, m$^2$; $B$, l'espacement des arcs, m; $c = 0{,}02$ à $0{,}04$.

Les efforts qui agissent suivant l'axe de l'arc se déterminent par les formules

$$M_x = M_p - Hy; \quad N_x = Q_p \sin \alpha + H \cos \alpha;$$
$$Q_x = Q_p \cos \alpha - H \sin \alpha,$$

dans lesquelles $H$ est la poussée latérale; $y$, l'ordonnée de l'axe de l'arc ($y_{max} = f$); $\alpha$, l'angle que fait la tangente à l'axe de l'arc avec l'horizontale; $M_p$ et $Q_p$, le moment et l'effort tranchant que l'on obtient en assimilant l'arc à une poutre de portée $l$ (fig. X.11, *a*).

L'arc à deux articulations est un système hyperstatique au premier degré. Comme force inconnue $X_1$, on prend la poussée latérale $H$ qu'on cherche à l'aide de l'équation

$$H = X_1 = -\Delta_{1p}/\delta_{11}. \qquad (X.8)$$

Dans un arc surbaissé de section constante, pour une charge uniformément répartie, on a $H = ql^2/(8f)$.

Les efforts engendrés dans un arc en treillis à membrures parallèles se définissent de même, en recherchant les efforts qui sollicitent

chaque élément de section (fig. X.11, *b*) :

$$\left.\begin{array}{l}\text{effort dans la membrure supérieure}\\ N_{\text{m.sup}} = -M_x/h - N_x/2\,;\\ \text{effort dans la membrure inférieure}\\ N_{\text{m.inf}} = +M_x/h - N_x/2\,;\\ \text{effort dans les diagonales}\\ D = \dfrac{Q_x}{\cos(\beta-\alpha)}\,;\\ \text{effort dans les montants verticaux}\\ V = Q_x/\cos\alpha.\end{array}\right\} \qquad (X.9)$$

En calculant un arc en treillis à section relativement importante, on détermine la poussée latérale d'après la formule (X.8) en tenant compte des déplacements

$$E\delta_{11} = \sum_1^n \frac{N_1^2 l_i}{F_i}\,;$$

$$E\Delta_{1p} = \sum_1^n \frac{N_1 N_p}{F_i}\, l_i. \qquad (X.10)$$

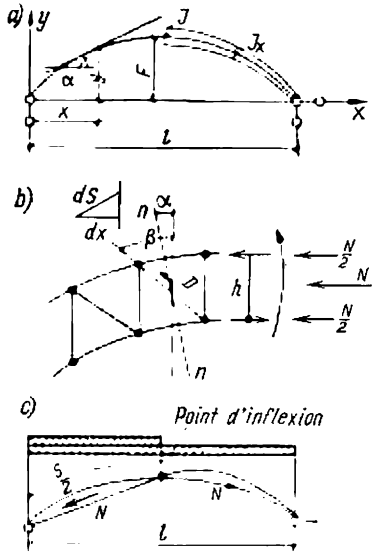



Fig. X.11. Pour le calcul d'un arc à deux articulations

Ce faisant, il suffit de totaliser les efforts dans les membrures ; les efforts dans les barres du treillis peuvent être négligés, car leur influence sur la poussée est insignifiante.

Les éléments des membrures et des treillis d'un arc sont généralement constitués de deux cornières accouplées, dimensionnées comme pour une ferme ordinaire. Si les efforts dans les membrures sont importants, on doit, de même que pour une ferme lourde, prévoir une section à âme double, le plus souvent en forme de H.

Pour garantir une bonne résistance au flambement des éléments comprimés des membrures dans le plan perpendiculaire à celui de l'arc, on doit contreventer les arcs dans la direction horizontale et placer des pannes ou des entretoises entre les arcs, par analogie aux fermes ordinaires. La distance entre les pannes (entretoises) voisines ne doit pas dépasser en principe 16 à 20 fois la largeur de la membrure. En vérifiant un élément comprimé de la membrure de l'arc, on considère que sa longueur de flambement est égale à la longueur du

panneau pour le flambement dans le plan vertical (plan de l'arc), et à la distance entre les points d'attache voisins, pour le flambement dans le plan perpendiculaire à celui de l'arc.

On doit aussi vérifier la résistance au flambement général de l'arc dans le plan vertical. Puisque, dans le plan vertical, la courbe de flambement la plus probable est une courbe en S à point d'inflexion proche du milieu de l'arc (fig. X.11, *c*), on peut rechercher la force

*Tableau X.1*

**Facteur μ pour les arcs**

| Type d'arc | *f*/*l* | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 1/20 | 1/5 | 1/3 | 1/2,5 |
| A trois articulations . . . . . | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,3 |
| A deux articulations . | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,3 |
| Sans articulations . . | 0,7 | 0,75 | 0,8 | 0,85 |

critique, d'une façon approximative, à l'aide de la formule d'Euler-Yassinski, en prenant la longueur de flambement égale au produit de la moitié de la longueur $S$ de l'arc par un facteur μ tiré du tableau X.1:

$$N_{cr} = \pi^2 E J_x : \left(\mu \frac{S}{2}\right)^2, \qquad (X.11)$$

le moment inertie de section de l'arc $J_x$ étant considéré au milieu de chaque moitié de la portée de l'arc. Le rapport $N_{cr}/N$ doit être supérieur à 1,2 ou 1,3 ($N$ étant l'effort engendré par les charges de calcul).

Quelquefois, en vérifiant la résistance au flambement général de l'arc, on détermine la hauteur de section de celui-ci.

Dans les cas où l'arc prend appui sur les murs ou les poteaux du bâtiment, on utilise un entrait qui résiste à la poussée latérale. L'effort sollicitant l'entrait doit alors être calculé en tenant compte de l'allongement de l'entrait. La figure X.12 représente l'arc avec entrait supportant la couverture du Palais des Sports à Moscou.

L'entrait peut être disposé au-dessus du niveau des naissances de l'arc, ce qui permet d'augmenter la hauteur libre du local. Les tronçons *ab* de l'arc (fig. X.13, *a*) peuvent alors être assimilés à une poutre simple sollicitée en flexion ; la poussée latérale $H$ ne diminue les contraintes que dans la partie de l'arc située au-dessus de l'entrait (points à ordonnées $y$).

Pour augmenter le volume libre du local et utiliser un rapport économique $f/l \approx 1{,}5$ à 1,6, on peut placer les naissances de l'arc sur des appareils latéraux auxiliaires (fig. X.13, *b*) ou sur des poteaux adossés : dans ces cas la poussée latérale peut être calculée par

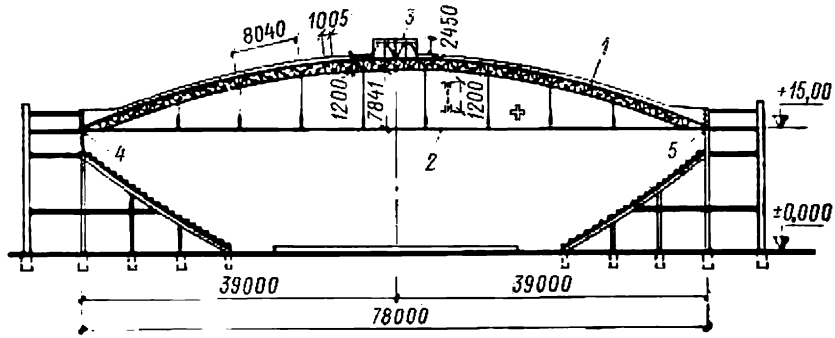



Fig. X.12. Arc avec entrait de la toiture du Palais des sports du Stade Lénine à Moscou :
*1* — arc ; *2* — entrait ; *3* — lanterneau d'aération ; *4* — appui fixe ; *5* — appui mobile

la formule (X.8), à condition d'ajouter à la quantité $\delta_{11}$ (dans le dénominateur) le déplacement $\delta'_{11}$ de l'appareil d'appui provoqué par une force horizontale unitaire.

Les charpentes en arcs de grande portée sollicitées par des forces longitudinales de l'ordre de 8000 à 12 000 kN sont dotées généralement d'appareils d'appui en acier moulé avec rotule cylindrique, analogues aux appuis des ponts (fig. X.14, *b* et X.7, *c*). Si les efforts sont moindres, on peut prévoir des appuis tangentiels (fig. X.14, *a* et X.7, *a*). Un appui de ce type est calculé à l'aide de la formule (X.4), en posant $d = 2r$ (avec $r$ le rayon de la surface de la semelle

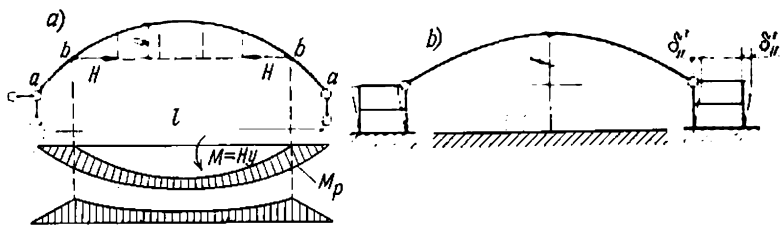



Fig. X.13. Augmentation de volume utile d'un bâtiment à charpente en arc

d'appui) et $n = 1$. L'épaisseur nécessaire $h_s$ à donner à la semelle est calculée en admettant que la flexion a lieu exactement à la surface de contact avec le radier et que la réaction d'appui est uniformément répartie sur toute la surface de la semelle (fig. X.14, *c*):

$$h_s \geqslant \sqrt{3Aa/(4R_s b)}, \qquad (X.12)$$

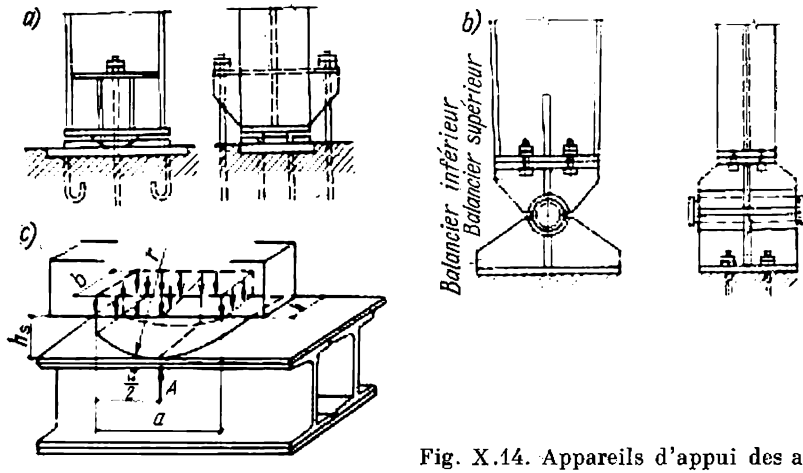



Fig. X.14. Appareils d'appui des arcs

où $R_s$ est la résistance de calcul à la flexion du matériau de la semelle ; $a$ et $b$ sont les côtés de la semelle (fig. X.14, *c*).

Les appareils d'appui seront ancrés dans les massifs de fondation.

### 2. *Coupoles*

Les coupoles présentent des avantages certains pour la couverture des bâtiments qui ont une section sensiblement ronde. On distingue les coupoles nervurées, les coupoles à nervures et anneaux concentriques et les coupoles réticulées.

La **coupole nervurée** représente, au fond, un système d'arcs à deux ou trois articulations, à poussée latérale, reposant sur des appuis disposés en cercle (fig. X.15, *a*). Un tel système peut être assimilé à un système de barres. Les arcs sont entretoisés par des pannes (qui supportent la couverture) et contreventés.

La poussée latérale $H$ est reprise soit par le bâtiment, soit par un anneau d'appui qui, s'il existe, constitue une espèce d'entrait fictif pour chacun des arcs.

Soit $F_e$ l'aire de section de l'entrait fictif, telle que les déformations élastiques de l'entrait soient identiques à celles de l'anneau sollicité par une charge provenant de l'ensemble des nervures et symétrique par rapport à l'axe : on peut alors, pour calculer la coupole, assimiler chacun de ses éléments à un arc diamétral sous-tendu par un entrait fictif d'aire de section $F_e$ et possédant une zone d'influence ayant la forme de la zone hachurée sur la figure X.15, *a*. Si l'anneau d'appui a la forme d'un polygone (fig. X.15, *b*), on a

$$F_e = 2F_{an} \sin \frac{\varphi}{2},$$

où $F_{an}$ est l'aire de section de l'anneau d'appui ; $\varphi$ est l'angle entre les nervures. Si l'anneau est circulaire (fig. X.15, *c*), on a

$$F_e = (2\pi F_{an})/n,$$

où $n$ est le nombre des nervures (demi-arcs) de la coupole.

L'aire de section de l'anneau se calcule par la formule

$$F_{an} \geqslant N_{an}/R,$$

dans laquelle $N_{an}$ est l'effort de traction dans l'anneau d'appui :

dans l'anneau-polygone $N_{an} = \dfrac{H}{2 \sin \frac{\varphi}{2}}$ ;

dans l'anneau circulaire $N_{an} = \dfrac{Hr}{l_{an}}$. (X.13)

L'anneau d'appui repose soit sur des dalles plates, soit sur des appareils d'appui tangentiels ou à rouleaux ; dans ce dernier cas on

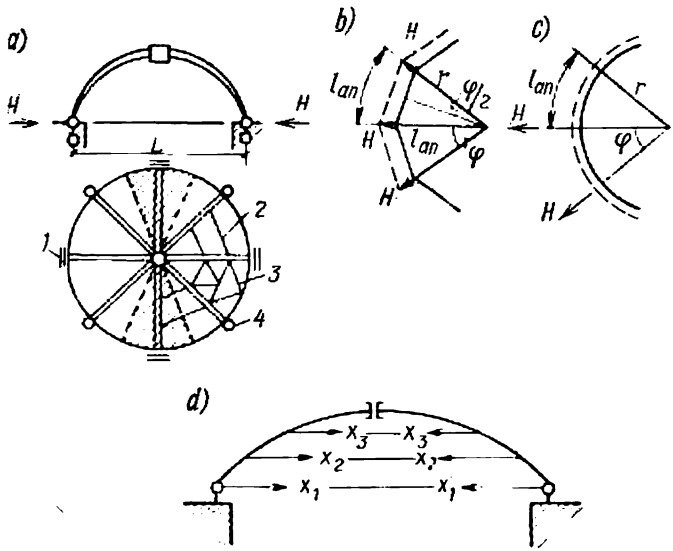



Fig. X.15. Constitution des coupoles :
*1* — rouleaux libres en translation longitudinale ; *2* — pannes ; *3* — contreventements ; *4* — appui à genouillère de l'anneau

prévoit quatre rouleaux libres en translation longitudinale, les autres appareils d'appui étant à genouillères (voir fig. X.15, *a*).

L'anneau central d'une coupole constituée par des arcs à trois articulations travaille principalement en compression, chargée par la poussée latérale $H$ ; on doit vérifier sa stabilité, en veillant à ce que les contraintes ne soient pas supérieures aux forces critiques,

$\sigma \leqslant \sigma_{cr}/k$, où

$$\sigma = Hr/(F_{an} l_{an}) ; \ \sigma_{cr} = 3EJ_{an}/(F_{an} r^2) ; \qquad (X.14)$$

$k = 1{,}3$ est un coefficient de sécurité ; $r$, le rayon de l'anneau central disposé au sommet de la coupole ; $F_{an}$, l'aire de section de cet anneau ; $l_{an}$, la distance entre points d'application des poussées latérales sur l'anneau au sommet de la coupole ; $J_{an}$, le moment d'inertie de la section de l'anneau par rapport à l'axe vertical.

Si les nervures se présentent sous forme d'arcs à deux articulations, la section de l'anneau central est sollicitée non seulement en compression mais aussi en flexion ; l'anneau doit donc être calculé pour résister à un moment total égal au moment à l'attache de la nervure sur l'anneau. En section, l'anneau peut avoir la forme d'un caisson constitué par deux profilés en U ou poutrelles, ou bien d'un H formé de profilés laminés.

**Coupole à nervures et anneaux concentriques.** Une coupole nervurée représente pratiquement un système de barres, formé par des arcs assemblés seulement par l'anneau d'appui ; si l'on fait collaborer l'ensemble des pannes circulaires, on obtient une construction spatiale comprenant une série d'anneaux circulaires servant d'entraits fictifs aux arcs. Une telle coupole est constituée de nervures et d'anneaux concentriques. Elle est plus rationnelle et plus légère qu'une coupole nervurée, car la presque totalité de ses éléments sont collaborants. La coupole représentée sur la figure X.15, *d* comprend trois anneaux concentriques, donc trois inconnues surabondantes $X_1$, $X_2$ et $X_3$. Chaque anneau a son rayon $r$ et sa longueur $l_{an}$. A part cela, la coupole est calculée comme une coupole à nervures, c'est-à-dire comme un système d'arcs à plusieurs entraits fictifs.

**Coupole réticulée.** Une coupole réticulée peut être tracée par différents procédés. Par exemple, on peut diviser la sphère par des nervures méridiennes et parallèles, puis contreventer par une diagonale chacun des quadrilatères formés. Les longueurs des barres et les angles entre celles-ci sont différents à chaque niveau, ce qui complique la construction.

Afin d'uniformiser les barres, il y a intérêt à utiliser la théorie du polyèdre inscrit dans une sphère. Il n'y a que cinq polyèdres réguliers qui peuvent être utilisés à cette fin [15]. Le polyèdre qui présente le plus de faces identiques (20) est l'icosaèdre (fig. X.16, *a*). Avec deux types différents de faces, on a un polyèdre à 80 faces (fig. X.16, *b*) ; avec cinq types de faces, un polyèdre à 320 faces (fig. X.16, *c*), etc. Une grande quantité de coupoles géodésiques ont été tracées d'après ce principe.

Une coupole réticulée peut être calculée comme un voile sans flexion (voile mince), plein et symétrique par rapport à un axe [64]. La charge exercée sur la coupole comprend le poids propre de la construction, le poids de la neige et la poussée du vent.

Considérons l'équilibre d'un voile sollicité par une charge $p$ uniformément répartie (en kN/m$^2$), dirigée à partir du centre de la

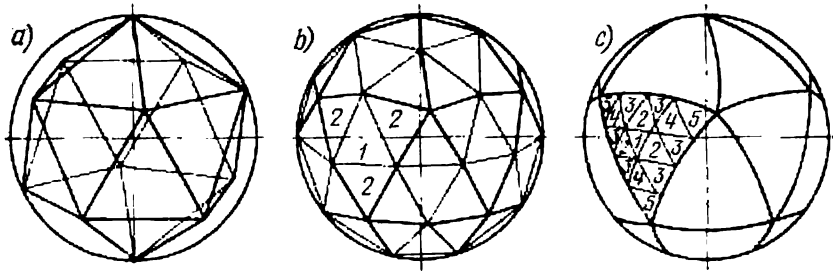



Fig. X.16. Subdivision d'un icosaèdre inscrit

sphère : on obtient l'équation fondamentale d'un voile sphérique sans flexion

$$T_1 + T_2 = pR, \qquad (X.15)$$

où $T_1$ est l'effort méridien (effort normal dans la direction de la tangente au méridien) dans le voile, kN/m ; $T_2$, l'effort parallèle

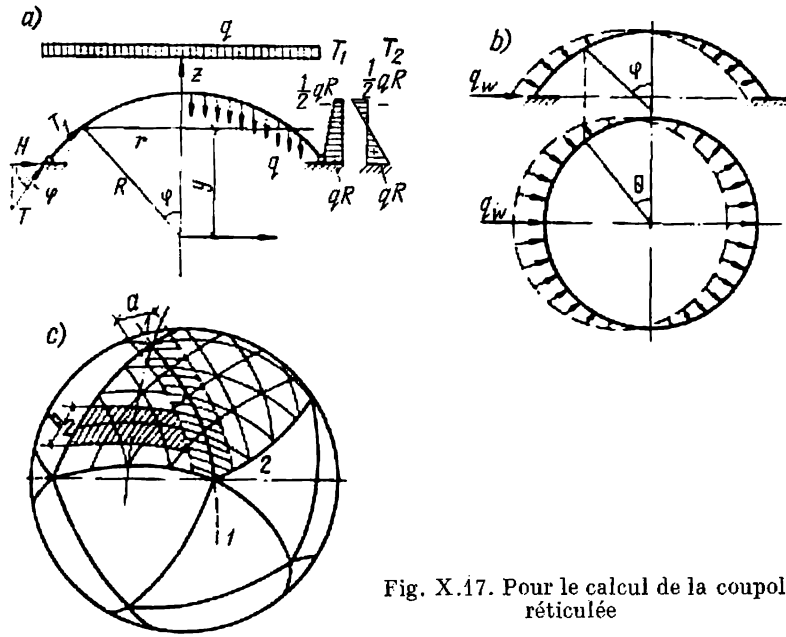



Fig. X.17. Pour le calcul de la coupole réticulée

(effort normal dans la direction de la tangente au parallèle), kN/m ; $R$, le rayon de la sphère.

*Efforts dans la coupole engendrés par le poids propre d'intensité* $g$, kN/m². Soit $G$ (fig. X.17, *a*) le poids total de la calotte sphérique comprise entre le sommet et le plan passant à une distance $y$ du

centre (ou délimitée par un rayon $R$ incliné d'un angle $\varphi$ sur la verticale):

$$G = -g2\pi R\,(R - y).$$

Ce poids total est équilibré par une réaction verticale

$$T_1 2\pi r \sin\varphi = G. \qquad (X.16)$$

On en déduit l'effort de compression méridien:

$$T_1 = \frac{G}{2\pi r \sin\varphi} = -g\,\frac{R^2}{R+y} = -g\,\frac{R}{1+\cos\varphi}. \qquad (X.17)$$

L'effort parallèle $T_2$ se laisse déduire de l'équation (X.15) en substituant à la pression perpendiculaire à la surface du voile, la charge provenant du poids propre $p = -g\cos\varphi$:

$$-g\,\frac{R}{1+\cos\varphi} + T_2 = -g\cos\varphi R,$$

d'où

$$T_2 = -Rg\left(\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right),$$

ou

$$T_2 = -Rg\left(\frac{y}{R} - \frac{1}{1+y/R}\right) = -g\,\frac{y^2+yR-R^2}{y+R}. \qquad (X.18)$$

La solution de l'équation $y^2 + yR - R^2 = 0$ définit la frontière à laquelle l'effort parallèle s'annule pour changer de signe (passage de la compression à la traction): $y = 0{,}618R$, $\varphi = 51°49'$. Pour $y = R$, on a au sommet de la coupole

$$T_1 = T_2 = -g\,\frac{R}{2};$$

pour $y = 0$ on a

$$-T_1 = T_2 = gR. \qquad (X.19)$$

Les épures des efforts correspondantes sont montrées sur la figure X.17, *a*.

*Efforts dans la coupole engendrés par une charge uniformément répartie* $q$, kN/m² (fig. X.17, *a*). D'une façon analogue, on a $G = -q\pi r^2$ et

$$T_1 = \frac{G}{2\pi r \sin\varphi} = -\frac{\pi r^2 q}{2\pi r\,\frac{r}{R}} = -\frac{qR}{2}. \qquad (X.20)$$

En portant l'expression

$$p = -q\cos^2\varphi = -\frac{qy^2}{R^2}$$

dans l'équation du voile mince (X.15), on obtient

$$T_2 = -\frac{qy^2}{R^2}R + \frac{qR}{2} = -\frac{q}{2R}(2y^2 - R^2) = -\frac{qR}{2}\cos 2\varphi. \qquad (X.21)$$

En annulant l'expression $2y^2 - R^2$, on a $y = 0{,}707$ ($\varphi = 45°$), ce qui correspond à un effort parallèle nul.

Pour $y = R$, on a au sommet de la coupole

$$T_1 = T_2 = -\frac{qR}{2};$$

pour $y = 0$, on a

$$T_1 = -\frac{qR}{2}; \quad T_2 = +\frac{qR}{2}. \tag{X.22}$$

*Efforts dans la coupole engendrés par le vent.* On admet que la poussée du vent (normale à la surface) (fig. X.17, *b*) est égale à

$$q_v = q_v^0 \sin\varphi \sin\theta,$$

où $q_v^0$ est la charge de calcul due à la poussée du vent exercée sur un plan vertical.

Dans une coupole en forme de demi-sphère on a :
les efforts méridiens

$$T_1 = q_v^0 R \frac{\cos\varphi}{\sin^3\varphi}\left(\frac{2}{3} - \cos\varphi + \frac{1}{3}\cos^3\varphi\right)\sin\theta; \tag{X.23}$$

les efforts parallèles

$$T_2 = q_v^0 R\left[\sin\varphi - \frac{\cos\varphi}{\sin^3\varphi}\left(\frac{2}{3} - \cos\varphi + \frac{1}{3}\cos^3\varphi\right)\right]\sin\theta. \tag{X.24}$$

Pour déterminer les efforts dans les barres de la coupole, on peut toujours isoler une barre méridienne qui « ramasse » l'effort $T_1$ sur la surface d'une « zone d'influence ». Par exemple, la barre $i_1$ (fig. X.17, *c*) considérée dans la section *1-1* est une barre méridienne ; elle « ramasse » l'effort sur la zone hachurée de largeur *a*. L'effort (en kN) dans cette barre sera donc

$$N_1 = T_1 a. \tag{X.25}$$

On détermine de même l'effort dans une barre $i_2$ dirigée suivant un parallèle (fig. X.17, *c*) : à cet effet, on considère la section *2-2* et une « zone d'influence » de largeur *b*. L'effort dans la barre (en kN) sera alors

$$N_2 = T_2 b. \tag{X.26}$$

Puisque les efforts $T_1$ et $T_2$ (en kN/m) se laissent déterminer en tout point de la sphère, on peut définir les efforts dans chacune des barres de la coupole.

Pour certains types de couverture, les barres peuvent subir, en plus des sollicitations axiales, une flexion provoquée par une charge locale : on doit en tenir compte en choisissant la section à donner aux barres. En outre, la rigidité des barres dans le plan vertical doit être suffisamment élevée afin de garantir la résistance au flambement :

$$J_c \geqslant \frac{T_1 R a}{0{,}5E}\sqrt{\frac{T_1 R}{0{,}5E}}, \tag{X.27}$$

où $J_c$ est le moment d'inertie minimal de la barre.

Les barres de la coupole ont généralement une section tubulaire ou constituée par de minces profilés en L, en U ou en T.

### 3. *Toitures suspendues*

*Caractéristique générale des toitures suspendues*

La toiture est dite suspendue si elle est supportée principalement par un élément flexible travaillant à la traction, tel qu'un hauban ou câble en fils d'acier torsadés.

L'avantage majeur d'une toiture suspendue est sa légèreté et le gain de matériaux, acquis grâce à la résistance très élevée des fils d'acier (120 à 210 kN/cm²) et à l'utilisation complète de la section

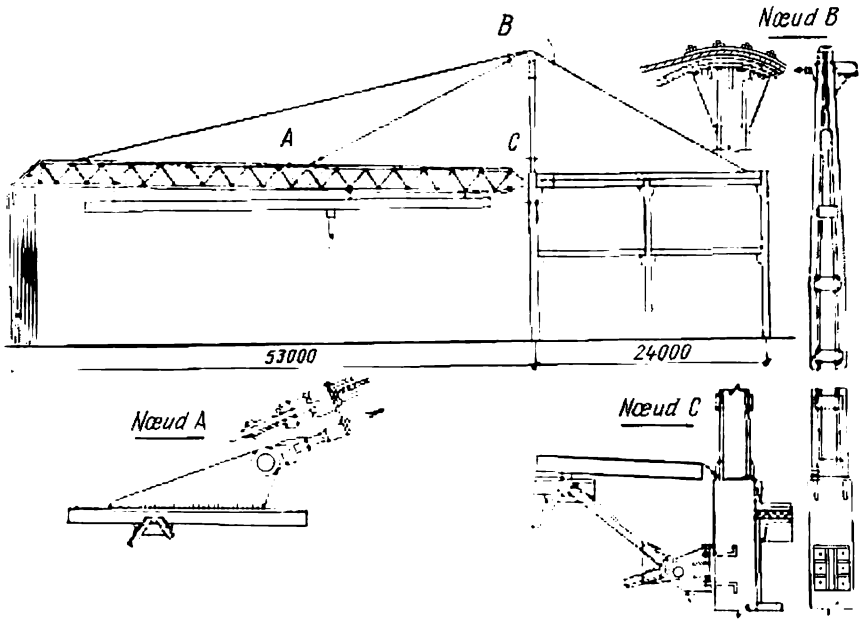



Fig. X.18. Toiture à haubans et éléments rigides du hangar

du câble travaillant en traction. Une telle toiture convient particulièrement pour couvrir une travée de largeur considérable. Parmi les autres avantages des toitures suspendues, on peut citer la rapidité du montage au chantier.

La toiture suspendue présente aussi certains inconvénients :

— elle se déforme facilement sous l'action des différentes surcharges ;

— l'évacuation des eaux de pluie soulève des problèmes difficiles.

Les toitures suspendues sont utilisées le plus souvent pour couvrir des bâtiments publics et des édifices de sport à grande portée. Pour les bâtiments industriels et de transport, on emploie fréquemment des toitures constituées à la fois par des barres rigides et par

des haubans flexibles ; moins déformables, elles permettent l'installation des appareils de manutention suspendus. La figure X.18 montre un exemple de réalisation d'une telle toiture : les fermes (poutres) de rigidité du hangar sont suspendues sur haubans au pylône et à la charpente. Un grand nombre de ponts sont réalisés d'après ce principe.

On entend par hauban un élément flexible rectiligne (sans tenir compte du mou dû au poids propre) travaillant en traction uniquement. Pour donner un exemple de construction haubanée, on se reportera à la figure X.19 qui représente une coupe du pavillon de

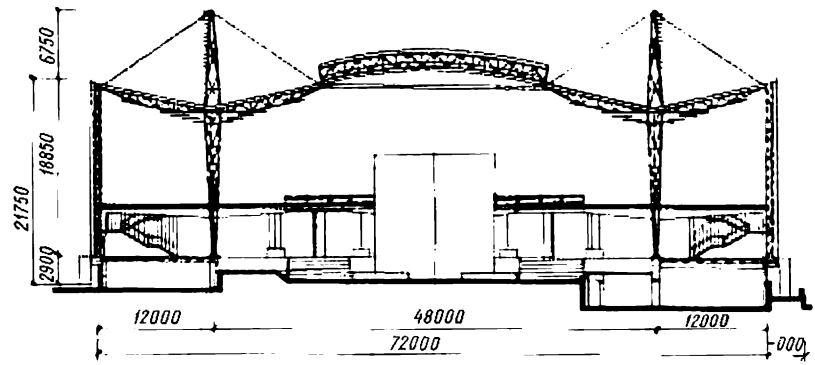



Fig. X.19. Pavillon de l'U.R.S.S. à l'Exposition mondiale de 1958 à Bruxelles

l'U.R.S.S. à l'Exposition mondiale de 1958 à Bruxelles: les haubans sont fixés d'un côté à la console et aux fondations par l'intermédiaire des montants du pan de fer extérieur, et de l'autre côté ils supportent le poids de la partie médiane de la couverture.

Les systèmes suspendus présentent une certaine poussée latérale, qui doit être reprise par des constructions appropriées demandant une forte quantité de matériaux : on devra en tenir compte en examinant les variantes du projet.

Une particularité du travail des constructions suspendues réside dans la variation de la forme d'équilibre du fil (courbe funiculaire) en fonction du cas de charge. Lorsque la charge devient asymétrique ou qu'une surcharge supplémentaire agit sur une partie de la portée, les haubans peuvent se déplacer exagérément, ce qui provoque un désordre dans la couverture. Ces déplacements, qui ne font pas toujours varier les efforts dans le hauban, sont dits cinématiques, à la différence des déplacements élastiques dus à la déformation (allongement) des câbles sous l'action des charges. Les déformations élastiques des câbles sont assez élevées, car les contraintes développées dans les haubans sont importantes en raison de la haute résistance des fils d'acier, tandis que le module d'élasticité est moins grand que pour un acier ordinaire parce que les fils sont torsadés. Si la

charge est symétrique et uniformément répartie, le système se comporte comme un système à rigidité instantanée, c'est-à-dire qu'il ne subit que des charges équilibrées.

Il y a plusieurs moyens d'atténuer l'influence des grands déplacements cinématiques : on utilise par exemple des câbles de retenue ou des appareils stabilisateurs. Très souvent, on a recours à la précontrainte dans ce but.

Comme exemple d'une construction particulièrement réussie, on peut indiquer la traversée de la Volga à Volgograd [1] dont les fermes de pont de 874 m de portée sont réalisées avec des câbles tendus. La membrure inférieure est constituée de câbles précontraints, si bien que tous les éléments de la ferme sont tendus. Le tablier est suspendu

Fig. X.20. Traversée de l'Amou-Daria

dans ses nœuds. Les surcharges de compression de service ne dépassant pas les efforts de précontrainte, la ferme se comporte comme un système rigide malgré la présence d'éléments flexibles.

Une solution analogue a été utilisée pour la traversée du fleuve Amou-Daria de 390 m de portée, où le pipe-line Boukhara-Oural traverse le fleuve en même temps qu'un pont-route (fig. X.20). Les pylônes d'appui ont une hauteur de 62 m. La flèche de la membrure supérieure de la ferme est de 43,4 m (1/9 de la portée). La hauteur de la ferme à la clé est 10 m (1/40 de la portée), la longueur du panneau 43,8 m. La membrure inférieure présente au milieu une contre-flèche de 2 m nécessaire pour garantir la tension.

Les constructions de ce type conviennent parfaitement pour supporter des couvertures de grande portée. En fonction du contour en plan du bâtiment, la construction spatiale en treillis suspendue peut se présenter comme un voile mince cylindrique (sur contour rectangulaire), sphérique ou autre, à courbure totale positive (sur contour elliptique, etc.), ou négative (en selle de cavalier), et ainsi de suite.

Pour le calcul, on peut assimiler un voile mince suspendu cylindrique ou sphérique à une série de nappes planes de fils flexibles. En réalité, les fils isolés sont trop facilement déformables ; sous l'action des charges irrégulières et des pressions ou dépressions dues

[1] Système proposé en 1955 par les ingénieurs V. Vakhourkine et G. Popov.

au vent, la toiture risque de se déplacer dangereusement dans toutes les directions. Pour y remédier, on pose sur les câbles un platelage en dalles de béton armé et on scelle les joints tandis qu'une charge supplémentaire est exercée sur la construction pendant toute la durée du montage. Après la suppression de la charge et le retour élastique des câbles, la toiture se comporte en direction opposée comme un voile mince suffisamment rigide. Un exemple de toiture de ce type est montré sur la figure X.21, *a*: il s'agit du stade de Montevidéo (portée 94 m). Une extrémité de chaque câble est scellée dans un anneau extérieur en béton armé travaillant à la compression, tandis que l'autre extrémité est attachée à un anneau métallique central sollicité en traction. L'évacuation des eaux est assurée grâce à des conduites suspendues.

Si la couverture est constituée par des éléments en alliage léger (aluminium), des câbles de retenue s'imposent (fig. X.21, *b*).

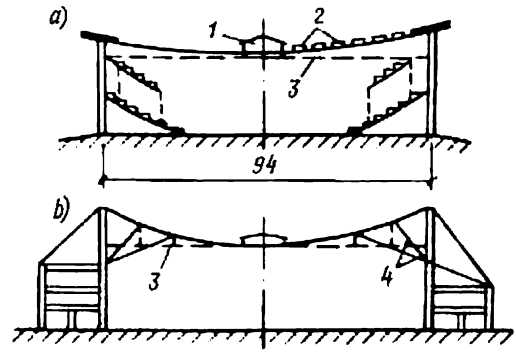



Fig. X.21. Toiture suspendue:
*1* — anneau métallique; *2* — dalles en béton armé; *3* — système d'évacuation d'eau; *4* — câbles de retenue

Les toitures suspendues convexes possèdent deux nappes de haubans. Une des solutions possibles est la « roue de bicyclette » à cordes tendues autour d'un tambour central (pavillon des Etats-Unis à l'exposition mondiale de 1958 à Bruxelles, fig. X.22, *a*). Un système analogue peut être organisé sans tambour central, en installant entre les nappes des montants comprimés (fig. X.22, *b*) ou des tirants (fig . X.22, *c*).

La toiture du Palais des sports Jubileïny à Léningrad est constituée d'après ce dernier principe (fig. X.23). Comme matériau de couverture, on peut utiliser des panneaux en matière plastique translucide posés sur des pannes.

Les câbles doivent être dotés d'une protection efficace contre la corrosion atmosphérique; à cet effet, on utilise des câbles galvanisés ou gainés de matière plastique. Les extrémités des câbles sont introduites dans des culots d'acier et immobilisées en coulant un alliage (ЦАМ9-1,5, ЦАМ10-5, babbitt B-95, etc.). A l'intérieur du cu-

lot, les câbles sont épanouis et les bouts des fils sont recourbés. L'extrémité du câble peut aussi être coïncée dans une cosse.

Une construction métallique suspendue très originale a été utilisée pour la toiture de l'aérogare de Léningrad [1] (fig. X.24). Au centre du bâtiment il y a cinq lanterneaux de 16 m de diamètre; au centre de chaque lanterneau, il y a un mât d'appui en champignon constitué de tubes $d = 700$ mm.

Des suspentes en tôle d'acier fixent une poutre circulaire aux consoles du mât-champignon. La poutre supporte les éléments de

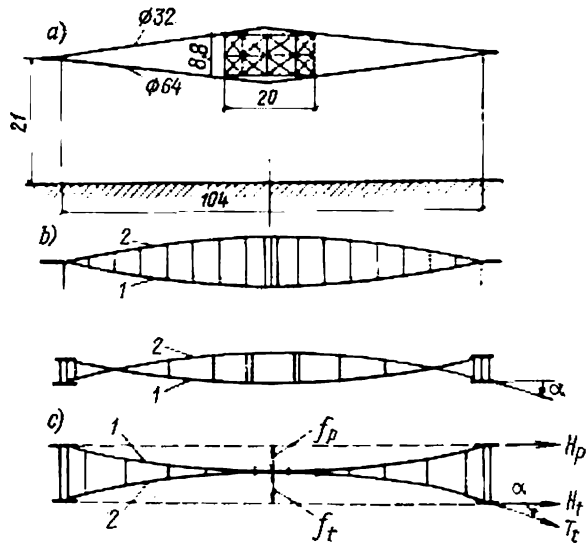



Fig. X.22. Toitures suspendues à deux nappes de haubans:
1 — câble porteur; 2 — câble tendeur; $f_p$ — flèche du câble porteur; $f_t$ — flèche du câble tendeur

charpente: les poutres croisées dont les extrémités libres reposent sur des poteaux. Une particularité de ce système consiste dans le fait que les appuis centraux reportent des charges verticales importantes provenant du poids de la toiture mais ne reprennent pas les efforts horizontaux. Les moments provoqués par les poussées du vent sur le lanterneau sont reportés aux portiques situés au-dessous. Dans les fûts des mâts-champignons, les moments n'apparaissent qu'à la suite des excentrations de la charge verticale; ils sont de ce fait parfaitement négligeables.

La stabilité générale de l'ouvrage et sa résistance aux sollicitations horizontales sont assurées par les contreventements des poutres horizontales de la toiture et par l'encastrement des poutres aux poteaux. Au calcul des poteaux centraux encastrés, on a admis que les

[1] Prix d'Etat de l'U.R.S.S.

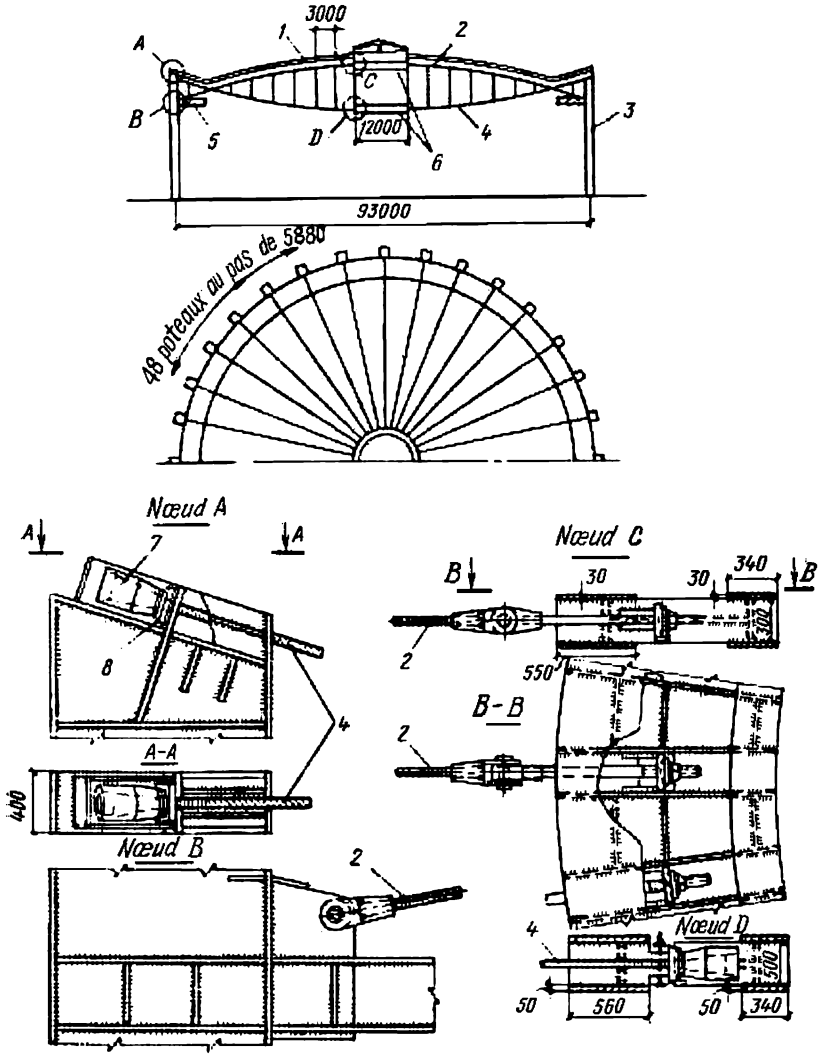



Fig. X.23. Toiture du Palais des sports Jubileïny à Léningrad:
*1* — couverture sur tôles métalliques; *2* — câble tendeur de 42,5 mm; *3* — poteau métallique; *4* — câble porteur de 63 mm; *5* — anneau en béton armé 2800 × 600; *6* — anneaux métalliques; *7* — culot d'ancrage du câble; *8* — rondelle fendue

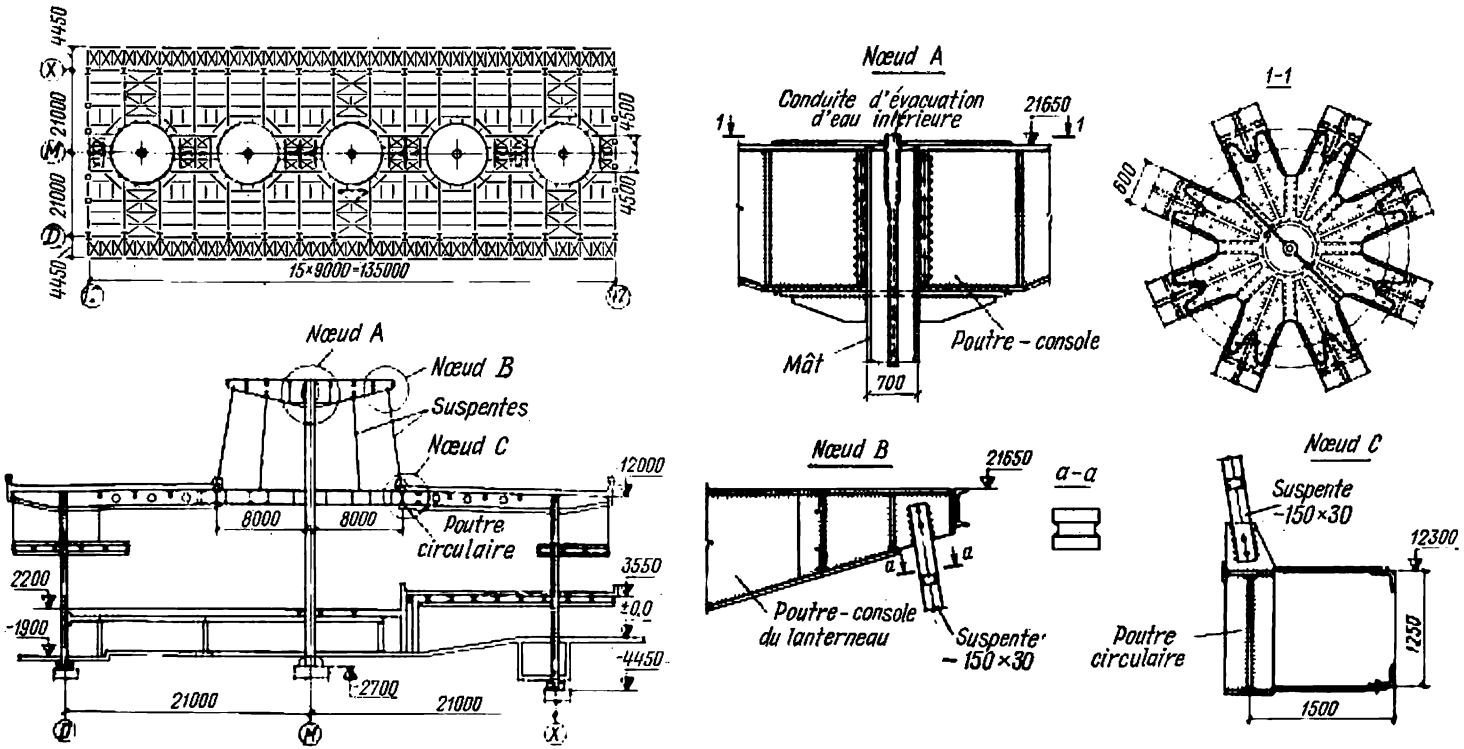



Fig. X.24. Bâtiment de l'aérogare à Léningrad

éléments de charpente de la toiture s'opposent aux déplacements des poteaux grâce à l'encastrement partiel des têtes des poteaux. Au cours du montage, les éléments des suspentes du lanterneau ont été précontraints avec un effort égal à 30 kN.

*Calcul des fils flexibles*

*Calcul d'un fil flexible inextensible.* Soit un fil librement suspendu dans la portée $l$ et sollicité par une charge uniformément répartie $q$ (fig. X.25, *a*). Sa longueur $L$ est telle que les flèches $y$ dans tous ses points (y compris la flèche maximale $f$), causées par la charge, sont relativement faibles, si bien qu'on a $1/20 \leqslant f/l \leqslant 1/6$; on peut

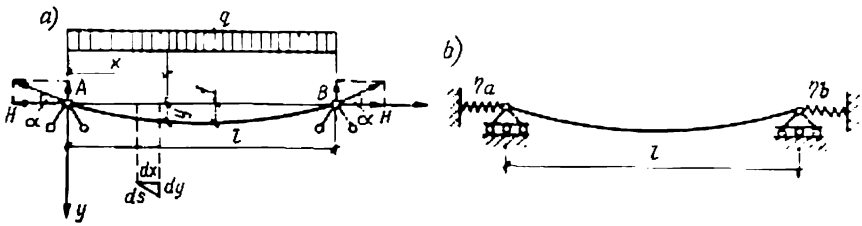



Fig. X.25. Pour le calcul des fils flexibles

admettre alors que la charge uniformément répartie est appliquée sur une ligne horizontale et que la courbe d'équilibre de la ligne élastique est une parabole. Une particularité de calcul d'un fil flexible réside dans le fait qu'à chaque nouvelle valeur de la charge correspond une forme particulière d'équilibre du fil. Puisque le moment est nul dans chacune des sections du câble, on peut écrire cette condition pour une section $x$:

$$M_x - Hy = 0,$$

d'où

$$y = M_x/H. \tag{X.28}$$

Ici $M_x$ est la somme des moments de toutes les forces verticales appliquées à la partie gauche du fil, ce qui équivaut à l'action d'un moment fléchissant dans la section d'une poutre ordinaire.

Par dérivation de (X.28), on obtient :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{H} \cdot \frac{dM_x}{dx} = \frac{Q_x}{H}, \tag{X.29}$$

où $Q_x$ est l'effort tranchant, calculé par analogie avec une poutre ordinaire.

Connaissant $Q$ et $H$, on cherche l'effort longitudinal dans le fil flexible :

$$T = \sqrt{Q^2 + H^2}. \tag{X.30}$$

Ainsi donc, si l'on veut savoir l'effort dans le câble, on doit connaître la poussée latérale $H$ ou l'ordonnée $y$ de la courbe d'équilibre (ou bien sa valeur maximale, c'est-à-dire la flèche $f$).

Pour une charge uniformément répartie $q$, on a

$$M_{x\,\max} = \frac{ql^2}{8}; \quad H = \frac{M_{x\,\max}}{f} = \frac{ql^2}{8f}; \quad \operatorname{tg}\alpha = \frac{Q_{x\,\max}}{H} = \frac{4f}{l}. \quad \text{(X.31)}$$

Au lieu de la flèche $f$, on peut prendre la longueur du câble $L$ qui est directement liée à la flèche $f$ (fig. X.25, *a*). On calcule $L$ à l'aide de l'équation (X.32) en faisant intervenir la relation (X.29) et en substituant au radical un développement en série :

$$L = \int_0^l ds = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}\, dx \approx \int_0^l \left[1 + \frac{1}{2}\left(\frac{Q_x}{H}\right)^2 - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{8}\left(\frac{Q_x}{H}\right)^4 + \ldots\right] dx \approx l + \frac{1}{2H^2}\int_0^l Q_x^2\, dx. \quad \text{(X.32)}$$

La quantité $\int_0^l Q_x^2\, dx = D$ est une caractéristique de la charge.

On peut donc exprimer la poussée latérale $H$ en fonction de la longueur initiale du câble $L$ (longueur avant la mise en charge) :

$$H = \sqrt{\frac{D}{2(L-l)}}.$$

Les formules suivantes [29] permettent d'obtenir une valeur plus précise (bien que toujours approchée) de la poussée latérale :

$$H = \sqrt{\frac{lD}{L^2 - l^2}} \quad \text{ou} \quad H = \frac{\sqrt{3lD}}{4f}, \quad \text{(X.33)}$$

où

$$D = \int_0^l Q_x^2\, dx \quad \text{ou} \quad D = \int_0^l M_x q_x\, dx. \quad \text{(X.34)}$$

Identifiant les valeurs des poussées calculées à l'aide des formules (X.33), on obtient la longueur de l'arc pour les courbes à faible flèche (formule de Tchébychev) :

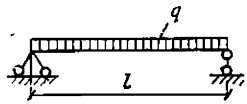
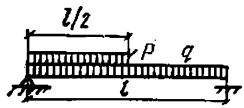
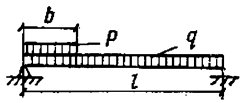
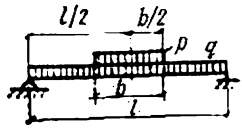
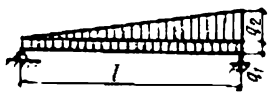
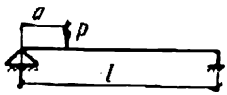
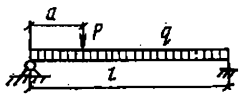
$$L = \sqrt{l^2 + \frac{16}{3}f^2} = l\sqrt{1 + \frac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2} \approx l\left(1 + \frac{8}{3}\frac{f^2}{l^2}\right). \quad \text{(X.35)}$$

On trouve au tableau X.2 quelques expressions de $D$ trouvées pour de différents cas de charge.

*Calcul d'un fil élastique flexible accroché aux appuis fixes.* Si la flèche relative du câble $f/l = 1/n_0$ est inférieure à 1/20, le calcul sera fait en tenant compte des déformations élastiques. La poussée laté-

*Tableau X.2*

**Valeurs de $D$ en fonction du cas de charge**

| N$^{os}$ | Cas de charge | Expression de $D$ |
|---|---|---|
| 1 |  | $\frac{q^2l^3}{12}$ |
| 2 |  | $\frac{q^2l^3}{12}\left(1+\gamma+\frac{5}{16}\gamma^2\right)$ |
| 3 |  | $\frac{q^2l^3}{12}[1+(4-3\beta)\beta^3\gamma^2+(6-4\beta)\beta^2\gamma]$ |
| 4 |  | $\frac{q^2l^3}{12}[1+(3-2\beta)\beta^2\gamma^2+(3-\beta^2)\beta\gamma]$ |
| 5 |  | $\frac{q_1^2l^3}{12}+\frac{q_1q_2l^3}{12}+\frac{q_2^2l^3}{45}$ |
| 6 |  | $\frac{P^2(l-a)a}{l}$ |
| 7 |  | $\frac{q^2l^3}{12}[12\alpha\gamma_1(1-a)(1+\gamma_1)+1]$ |

*Désignations* : $\gamma = p/q$ ; $\beta = b/l$ ; $\gamma_1 = P/ql$ ; $\alpha = a/l$.

rale $H$ est déterminée alors à l'aide de l'équation

$$H^3+\frac{8EF}{3n_0^2m_0}H^2=\frac{DEF}{2lm_0^3}, \qquad (X.36)$$

dans laquelle $E$ est le module d'élasticité du câble ; $F$, son aire de section ; $n_0 = l/f$ et $m_0 = L/l$, les quantités calculées sans tenir compte des déformations élastiques.

Pour les calculs, on prend le module d'élasticité du câble (à âme rigide) égal à $E \approx 1{,}6 \cdot 10^4$ kN/cm$^2$.

*Calcul d'un fil élastique flexible suspendu aux appuis déformables* [21]. Soient $\eta_a$ et $\eta_b$ les déformabilités des deux appuis, c'est-à-dire les déplacements (en mètres) provoqués par une force de 1 kN (fig. X.25, *b*). On déduit alors la poussée latérale $H_1$ de l'équation

$$H_1^4\left(\frac{4lm_0^3}{EFH}+\frac{D}{H^4}\right)-H_1^3\left(\frac{4lm_0^3}{EF}+4\eta\right)+D=0, \qquad (X.37)$$

où $H$ est la poussée latérale obtenue à l'aide de la formule (X.36) ; $\eta = \eta_a + \eta_b$.

*Calcul d'un fil élastique flexible ayant subi une précontrainte avec l'effort* $N_{pc}$. Supposons que le fil d'une longueur légèrement inférieure à la portée ($L < l$) soit sollicité par une charge transversale ; on donne à ce fil une précontrainte en exerçant un effort $N_{pc}$.

Soit $H$ la poussée latérale totale provoquée dans le câble par l'application simultanée de la précontrainte (effort $N_{pc}$) et de la charge transversale (pour que $N_{pc}$ soit compris dans la réaction d'appui) ; on détermine $H$ à l'aide de l'équation

$$H^3-N_{pc}H^2=\frac{DEF}{2}. \qquad (X.38)$$

Dans le cas particulier où la longueur du câble est égale à la portée, et la précontrainte est inexistante, c'est-à-dire quand on a $L = l$, $m_0 = 1$ et $n_0 = \infty$ (cas d'une corde), il vient

$$H=\sqrt[3]{\frac{DEF}{2l}}=\sqrt[3]{\frac{q^2l^2EF}{24}}. \qquad (X.39)$$

**Calcul des systèmes à deux nappes de câbles.** Ces systèmes sont calculés à la résistance et à la déformabilité par un procédé approche. Une construction suspendue à deux nappes de câbles comporte en principe un câble porteur de flèche $f_p$ et un câble tendeur (câble convexe précontraint) de flèche $f_t$ (voir fig. X.22). Le contour d'appui peut être rectangulaire (nappes parallèles) ou rond (nappes radiales).

La charge de calcul exercée sur les câbles se compose d'une charge permanente $g$, d'une surcharge $p$ et de la charge $q^{pc}$ provenant de la précontrainte du câble tendeur.

Pour les nappes parallèles et radiales, la poussée latérale de calcul sollicitant les câbles porteurs et provoquée par la charge perma-

nente sera respectivement :

$$H_p = \frac{ql^2}{8f_p} \quad \text{et} \quad H_p = \frac{ql^2}{24f_p}.$$

Au stade de la précontrainte, les nappes subissent des poussées latérales $H_t^{pc}$ et $H_p^{pc}$, ainsi qu'une charge $q^{pc}$ provenant de l'interaction des nappes. Lorsqu'on exerce l'effort de précontrainte du câble tendeur $T_t$, la poussée latérale $H_t^{pc}$ est égale à $T_t \cos \alpha$ (fig. X.22, *b*, *c*) ; les autres charges sont respectivement

$$q^{pc} = \frac{H_t^{pc} 8 f_t}{l^2} \quad \text{et} \quad H_p^{pc} = \frac{q^{pc} l^2}{8 f_p} = H_t^{pc} \frac{f_t}{f_p}$$

Après l'application de la charge extérieure $p$, les nappes du système travaillent ensemble, leurs flèches sont identiques ($\Delta f_p = \Delta f_t$), tandis que les charges sont réparties entre les nappes ($p = p_p + p_t$) en fonction du rapport des rigidités

$$\alpha_1 = \frac{F_t f_t^2}{F_p f_p^2} \frac{m_p^2}{m_t^2},$$

si bien que

$$p_p = p/(1 + \alpha_1), \quad p_t = p - p_p,$$

où $F_t$, $F_p$ sont les aires de sections des nappes ;

$$m_p = \frac{L_p}{l} = 1 + \frac{8}{3} \frac{f_p^2}{l^2} ; \quad m_t = \frac{L_t}{l} = 1 + \frac{8}{3} \frac{f_t^2}{l^2}.$$

La charge $p_t$ engendrant une contrainte de compression dans le câble tendeur, l'effort de précontrainte est généralement choisi de façon à vérifier la condition $q^{pc} = 1{,}2\ p_t$, afin que la charge totale exercée sur le câble tendeur soit $q_t = q^{pc} - p_t \approx 0{,}2\ p_t$ et puisse garantir le travail du câble à la traction dans les conditions d'une charge extérieure maximale.

Au contraire, la charge $p_p$ engendre des efforts de tractions supplémentaires dans la nappe porteuse, si bien que la charge totale dans cette nappe sera

$$q_p = q^{pc} + p_p = q^{pc} + (p - p_t) = (q^{pc} - p_t) + p = q_t + p \approx 0{,}21 p_t + p.$$

Ainsi donc, la précontrainte ne fait pas diminuer la charge de calcul de la nappe porteuse (au contraire, la charge augmente de $0{,}2\ p_t$ en comparaison d'un système à nappe unique) ; le système doit donc être doté d'une seconde nappe de câbles, calculée pour résister à la charge $q^{pc}$ et destinée à assurer la stabilité du système.

L'utilisation des systèmes suspendus à deux nappes de câbles est justifiée par deux facteurs :

— leur bonne rigidité instantanée, qui leur permet d'encaisser des surcharges non équilibrées sans déplacement excessif;

— des flèches quelque peu moins grandes sous charge équilibrée, ce qui est dû au fait que les nappes travaillent ensemble. Par exemple, la flèche due à une charge uniformément répartie est égale à

$$\Delta f \approx \frac{3}{128} \frac{p}{1+\alpha_1} \frac{l^4 m_p^2}{EF_p f_p^2}.$$

Si la charge se présente sous forme de deux triangles à ordonnée maximale sur appui $p$, ce qui est caractéristique pour les systèmes à deux nappes radiales (contour circulaire), on met dans cette dernière formule la quantité 5/864 au lieu de 3/128.

EXEMPLE X.1. Soit un câble en acier de portée $l = 100$ m. Poids du câble $q = 0{,}1$ kN/m, $F = 12$ cm², $E = 1{,}6 \cdot 10^4$ kN/cm². Une charge $P = 10$ kN est appliquée au milieu de la portée.

On demande de calculer l'effort dans le câble et l'accroissement de sa flèche sous charge, étant donné la flèche initiale $f = 5$ m.

**Solution.** Caractéristiques du câble:

$$EF = 1{,}6 \cdot 10^4 \cdot 12 = 192\,000 \text{ kN};$$

$$D = \frac{0{,}1^2 \cdot 100^3}{12} [12 \cdot 0{,}5 \cdot 1 (1-0{,}5)(1+1)+1] = 5830 \text{ kN}^2 \cdot \text{m}$$

(voir tableau X.2, ligne 7, où $\alpha = 0{,}5$ et $\gamma_1 = 1$). On cherche ensuite la longueur initiale du câble (longueur avant la mise en charge) d'après la formule (X.35):

$$L = \sqrt{100^2 + \frac{16}{3} 5^2} = 100{,}665 \text{ m}.$$

On en déduit $m_0 = L/l = 1{,}00665$; $m_0^2 = 1{,}02$.

En portant ces valeurs dans (X.36), on obtient $H^3 + 1260\, H^2 = 5487 \times 10^3$, d'où $H = 64{,}5$ kN.

Effort maximal dans le câble (formule (X.30))

$$T_{max} = \sqrt{10^2 + 64{,}5^2} = 65{,}3 \text{ kN}.$$

Effort maximal au milieu de la portée

$$M_{max} = \frac{0{,}1 \cdot 100^2}{8} + \frac{10 \cdot 100}{4} = 375 \text{ m} \cdot \text{kN}.$$

Flèche finale du câble au milieu de la portée

$$y_{max} = f = \frac{M_{max}}{H} = \frac{375}{64{,}5} = 5{,}81 \text{ m}.$$

Accroissement de la flèche sous charge $\Delta f = 5{,}81 - 5 = 0{,}81$ m.

EXEMPLE X.2. Déterminer la précontrainte qu'on doit donner au câble défini dans l'exemple X.1 ci-dessus si l'on veut que la flèche au milieu de la portée soit égale à 1 m.

**Solution.**

$$H = M_{max}/y_{max} = 375/1 = 375 \text{ kN}.$$

A l'aide de l'équation (X.38), on calcule l'effort de précontrainte:

$$N_{pc} = 375^3 - \frac{5830 \cdot 192\,000}{2 \cdot 100 \cdot 375^2} = 335{,}2 \text{ kN}.$$

## 4. *Structures spatiales*

A côté des charpentes de toiture planes (poutres, fermes, portiques), au cours des dernières années, on assiste à une implantation de plus en plus large des systèmes spatiaux (tridimensionnels), appelés *structures* en raison de leur organisation régulière.

Dans une toiture formée d'éléments plans (fermes), les éléments d'assemblage (pannes, contreventements) ne collaborent que très peu avec les éléments portants; au contraire, ils augmentent souvent les charges exercées sur la charpente. Or, pour les constructions de ce type, le principe de concentration du matériau est économiquement valable, bien que, dans le but de garantir la forme géométrique invariable, on soit obligé de prévoir des éléments de contreventement qui font travailler le système dans l'espace. Ce principe reste donc fondamental dans tous les développements constructifs des systèmes plans, d'autant plus qu'il satisfait aux exigences de la production, adaptée à la fabrication d'une large gamme d'éléments de charpente variés (voir page 363).

Pour les bâtiments industriels et publics où la gamme des constructions utilisées est particulièrement vaste, l'optimisation ne peut être réalisée que si l'on consent une révision des formes constructives et, éventuellement, une spécialisation poussée de la production. Il faut noter que la technologie de fabrication des poteaux et des poutres se développe aujourd'hui dans des conditions assez favorables grâce à l'apparition des poutres en H à larges ailes et en T avec des tôles soudées; au contraire, les éléments de charpente de toiture restent extrêmement variés en raison de la multiplicité des portées et des charges possibles.

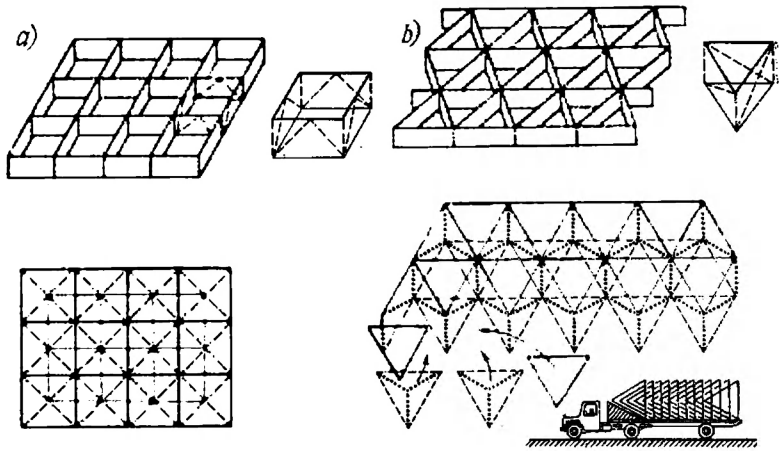
L'introduction des fermes et pannes types facilite quelque peu l'étude des projets et permet, en certains cas, d'organiser leur fabrication en chaîne (surtout pour les pannes). Le processus de typification dégage de nouvelles solutions rationnelles, par exemple:

— nouveaux types de couverture légère;
— profilés à parois minces à section ronde ou en caisson;
— attaches des éléments sans goussets;
— utilisation de l'acier à résistance accrue, etc.

A l'avenir, on prévoit une automatisation massive de la fabrication des constructions métalliques, par exemple des charpentes de toiture à partir d'un assortiment standard de barres et de nœuds types. La forme constructive sera adaptée à l'équipement spécialisé et la consommation de métal pour les charpentes sera moins grande qu'avec les solutions classiques.

### *Principaux types de structures spatiales*

Au point de vue constructif, la construction de la toiture à partir de barres et nœuds standards consiste à répartir les efforts dans l'espace en faisant travailler toutes les barres à la manière d'un corps solide cristallique. Il apparaît que le principe de concentra-



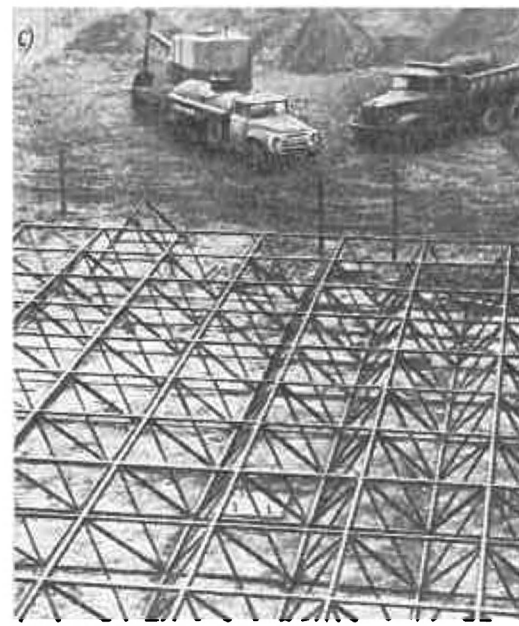




Fig. X.26. Structures spatiales :
*a*) type orthogonal ; *b*) fermes tridirectionnelles ; *c*) travaux de chantier

tion du matériau, valable pour les charpentes planes, doit être abandonné au profit de la dématérialisation (principe de déconcentration du matériau) lorsqu'il s'agit des charpentes tridimensionnelles, sollicitées principalement en flexion et en compression : en effet, l'application du principe de dématérialisation permet de diminuer les efforts et les sections des éléments. La méthode de la précontrainte s'avère très efficace dans ces conditions.

Pour se faire une idée du fonctionnement d'une structure spatiale, on peut imaginer une plaque constituée de deux nappes (grilles) assemblées par des diagonales intérieures : on a une structure régulière, qui peut épouser les formes les plus variées. Dans ces structures,

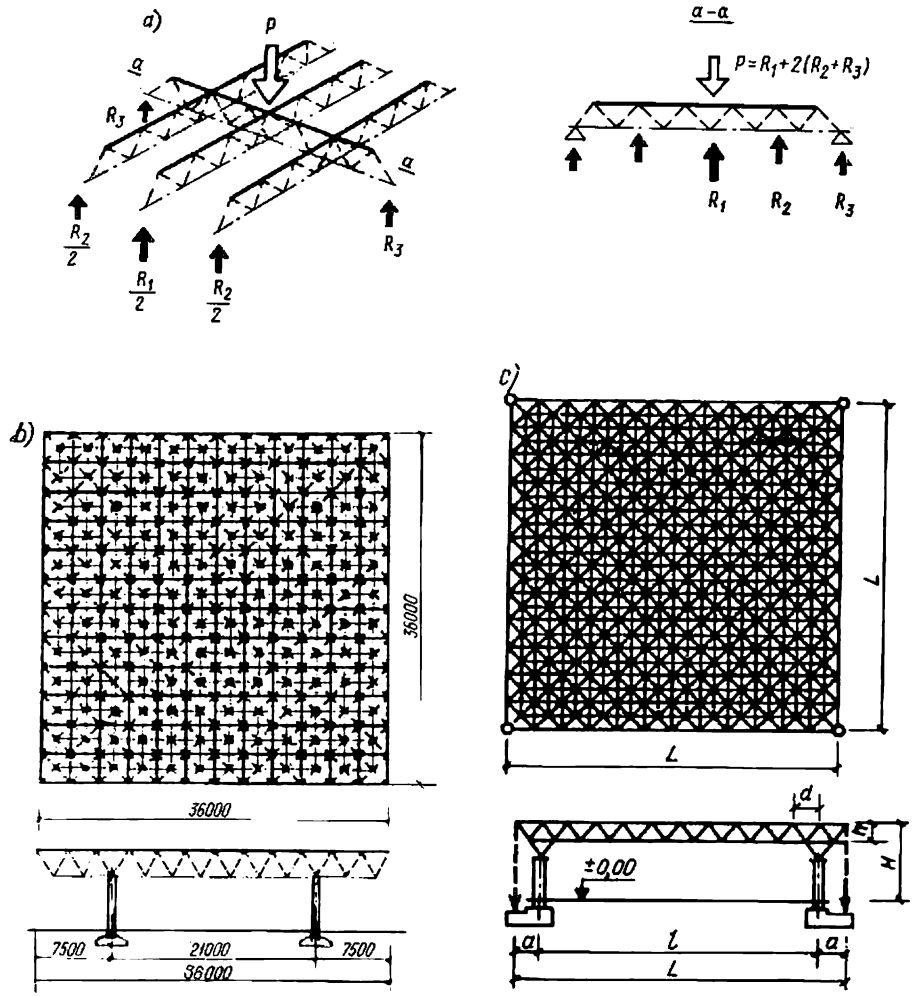



Fig. X.27. Disposition des appuis d'une structure spatiale:
a) répartition d'une charge concentrée; b) structure avec les bords en porte-à-faux; c) structure précontrainte

on dégage facilement une unité élémentaire tridimensionnelle répétée, ou «cristal» : un parallélépipède, une pyramide, etc. (fig.X.26,*a*). L'ensemble de « cristaux » constitue le système tridimensionnel de la toiture [67].

On rencontre le plus souvent des structures spatiales orthogonales constituées de fermes verticales ou inclinées, ainsi que des fermes en grille tridirectionnelles, verticales ou inclinées.

A la différence d'un système plan où l'effort concentré n'est repris que par la ferme (poutre) directement sollicitée, dans un système spatial toutes les barres aboutissant à un nœud collaborent à la résistance aux efforts concentrés. Cela améliore la résistance des structures aux charges mobiles concentrées (fig. X.27, *a*).

On allège très notablement la construction en profitant de son travail dans l'espace et en l'assimilant à une plaque : par exemple, on peut disposer judicieusement les appuis, laisser certaines parties en porte-à-faux [36] (fig. X.27, *b*), tendre les coins de la plaque (fig. X.27, *c*), etc.

Pour créer la précontrainte dans un système plan, on doit mettre en tension chaque ferme (portique) ; dans une structure spatiale, il suffit de tendre les quatre angles pour que l'ensemble du système soit tendu.

Les appuis de la plaque seront disposés de façon à réduire au minimum le volume des épures des efforts axiaux : cette condition assure un minimum de métal dépensé et la somme d'efforts minimale dans toutes les barres. On peut dire même que la réalisation du minimum de la somme des efforts dans les barres de la structure est un critère d'une structure rationnelle [36].

Les appuis élastiques peuvent aussi être réalisés par d'autres moyens, par exemple à l'aide des haubans précontraints (fig. X.28) [68]. Une solution rationnelle consiste à supprimer un certain nombre de barres (fig. X.29) : une telle structure « raréfiée » reste indéformable et ses éléments comprimés ne risquent pas de céder au flambement.

Les dimensions générales d'une structure spatiale sont l'écartement des poteaux, la hauteur de structure $h$ et la longueur du panneau $d$.

L'écartement des poteaux peut varier dans de larges limites (fig. X.27, X.28), ce qui permet de créer des halles polyvalentes.

La hauteur de structure $h$ peut être inférieure à la hauteur des fermes de toiture (de l'ordre de 1/15 à 1/25 de $L$), grâce au travail spatial.

La longueur du panneau est fonction de la hauteur. Elle sera avantageusement choisie de manière à assurer une inclinaison de la diagonale de 40 à 50°. D'autre part, si la couverture est posée sans pannes, le panneau ne doit pas être plus long que 2 ou 3 m. Plus le panneau est long (jusqu'à une certaine longueur limite), moins la structure est lourde. On adopte généralement des panneaux de 1,5 ; 2 ; 2,5 et 3 m.

Après avoir fixé les dimensions générales de la structure, on choisit la gamme des sections des éléments. La gamme optimale comprend 4 ou 5 sections différentes. Un nombre plus restreint de sections

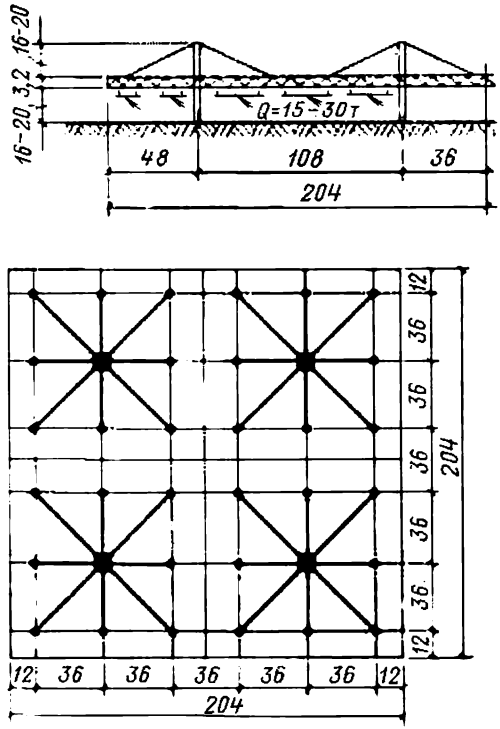



Fig. X.28. Toiture suspendue à grande portée comprenant des structures spatiales

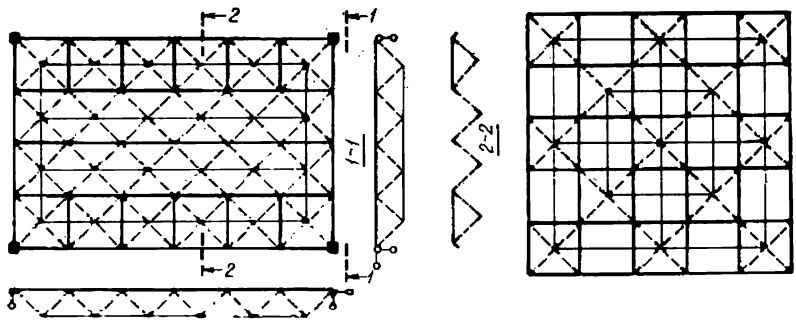



Fig. X.29. Structures raréfiées

risque d'accroître la consommation de métal, et un nombre plus grand de sections fait augmenter le coût des travaux, tandis que le gain de métal reste insignifiant.

*Constitution des nœuds et des barres des structures*

La mise au point d'une barre et d'un nœud standards est un problème constructif de première importance. Le nœud doit être polyvalent, c'est-à-dire adaptable (dans la mesure du possible) aux schémas différents.

Le profil le plus rationnel est la section tubulaire, car son rayon de giration est le plus petit de toutes les sections possibles. Elle permet un gain de métal de l'ordre de 15 à 20 % en comparaison de la section constituée de cornières. Malheureusement les tubes restent aujourd'hui trop rares en construction, c'est pourquoi on utilise d'autres profilés : profils en tôle cintrée de section fermée en caisson (rectangle, carré), cornières, etc.

Les barres peuvent être assemblées par boulons ou par soudure. Le système d'assemblage par boulons le plus répandu dans tous les pays est le système Mero (R.F.A.). Les ingénieurs soviétiques (Institut d'Architecture de Moscou) ont apporté quelques retouches à la construction du nœud d'assemblage, qui ont beaucoup contribué à la promotion de ce système dans notre pays.

Le système d'assemblage Mero représente une boîte de jonction venue de fonderie sous forme d'un polyèdre inscrit dans une sphère (fig. X.30). Chacune des faces du polyèdre est percée d'un orifice taraudé qui reçoit le boulon de la barre. Les barres sont tubulaires ; leurs extrémités sont dotées d'une rondelle soudée percée au centre pour recevoir un boulon spécial. La longueur filetée du boulon est établie à une cote très précise. Sur les boulons viennent se visser des écrous munis de fentes pour la goupille de freinage de l'écrou en rotation.

Au moment précis où la tête de boulon (à l'intérieur de la barre creuse) vienne buter sur la rondelle intérieure, l'écrou doit venir au contact de la face de la boîte de jonction. Le boulon reporte les efforts de traction à la barre ; les efforts de compression sont transmis par l'écrou. Une telle solution exige une précision toute particulière dans la fabrication de l'écrou et de la barre à rondelles soudées.

Les tolérances de fabrication indiquées sur la figure X.30 (0,15 à 0,20 mm) doivent être observées rigoureusement. On remarque qu'il s'agit d'une précision poussée, propre à la contsruction mécanique plutôt qu'aux constructions métalliques ; or, ces dernières auront un coût moins grand si elles sont produites en masse et à l'aide d'un équipement spécial.

On utilise le plus souvent les boulons de haute résistance, de classe 8.8, 10.9 ou 12.9 en acier carbone 35 GOST 1050-60** (de même que les écrous) ou en aciers alliés 40X suivant le cahier des charges TY 14-4-87-72 et 40XΦA, 38XC GOST 4543-71 ; la pièce finie (bou-

lon) subit un revenu élevé suivant GOST 7798-70*. La charge de rupture après traitement thermique ne sera pas inférieure à 80 kN/cm² pour les boulons en acier 35 et à 110 kN/cm² pour les autres aciers.

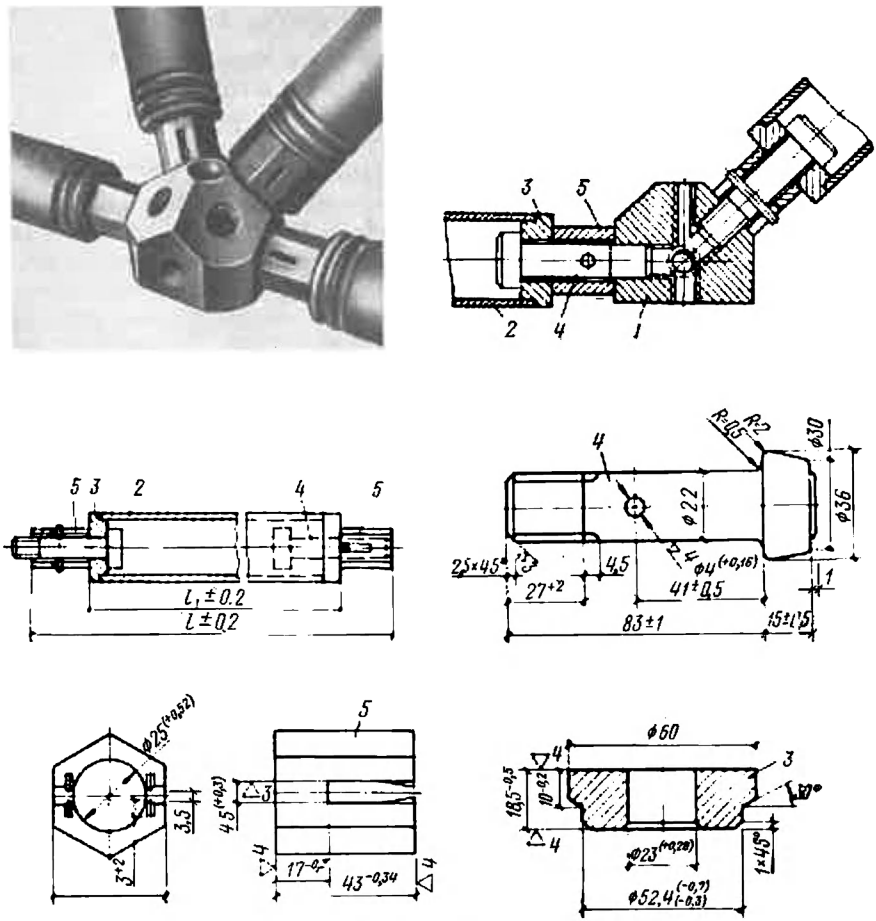



Fig. X.30. Système Mero :
*1* — boîte de jonction ; *2* — barre ; *3* — rondelle ; *4* — boulon spécial ; *5* — écrou à fentes

Les défauts de ce système sont son poids exagéré (environ 20 % du poids total de la structure) et le diamètre des boulons livrés limité à 27 mm, ce qui limite les efforts admissibles. On envisage actuellement l'emploi des boulons hr d'un diamètre égal ou supérieur à 30 mm.

La figure X.31 montre un autre système assez répandu : c'est le système IFI (R.D.A.). Les barres tubulaires spéciales portent à leurs extrémités des embouts soudés en forme de coins. Le nœud est

constitué de deux flasques tendus par un boulon unique sur les embouts. L'effort est transmis par les rebords des flasques à surface conique assurant un assemblage parfait pendant le serrage du boulon. Les efforts dans les barres aboutissant à un nœud de ce type peuvent atteindre 250 à 300 kN.

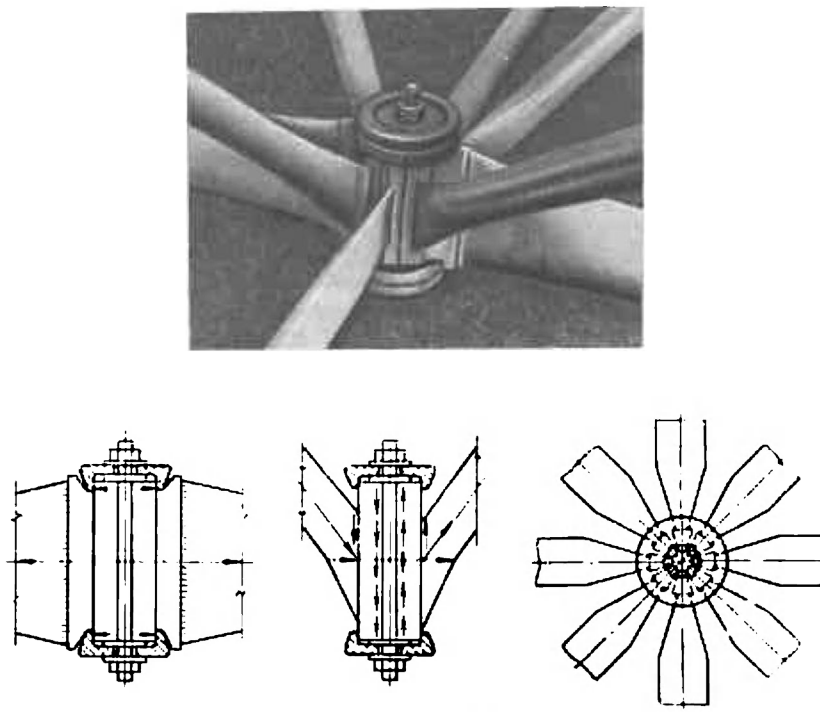


Fig. X.31. Système IFI (R.D.A.)

Si les efforts dans les barres atteignent ou dépassent 400 kN, le nœud devient trop encombrant et lourd. Il a aussi quelques autres inconvénients :

— les tolérances dimensionnelles sont très rigoureuses ;

— une concentration de contrainte est observée à la racine de la soudure d'attache de l'embout ;

— le nœud travaille à la flexion, ce qui limite sa capacité portante.

La figure X.32 montre un système d'assemblage par soudure au bain des barres tubulaires, mis au point à l'Institut V. Koutcherenko (études des constructions d'acier). Les extrémités de la barre sont aplaties ; s'il s'agit d'une diagonale, on coupe les extrémités à l'angle d'inclinaison de la barre. Les barres sont assemblées dans le nœud sur des chevalets spéciaux (fig. X.32, *a*) ; une latte de cuivre

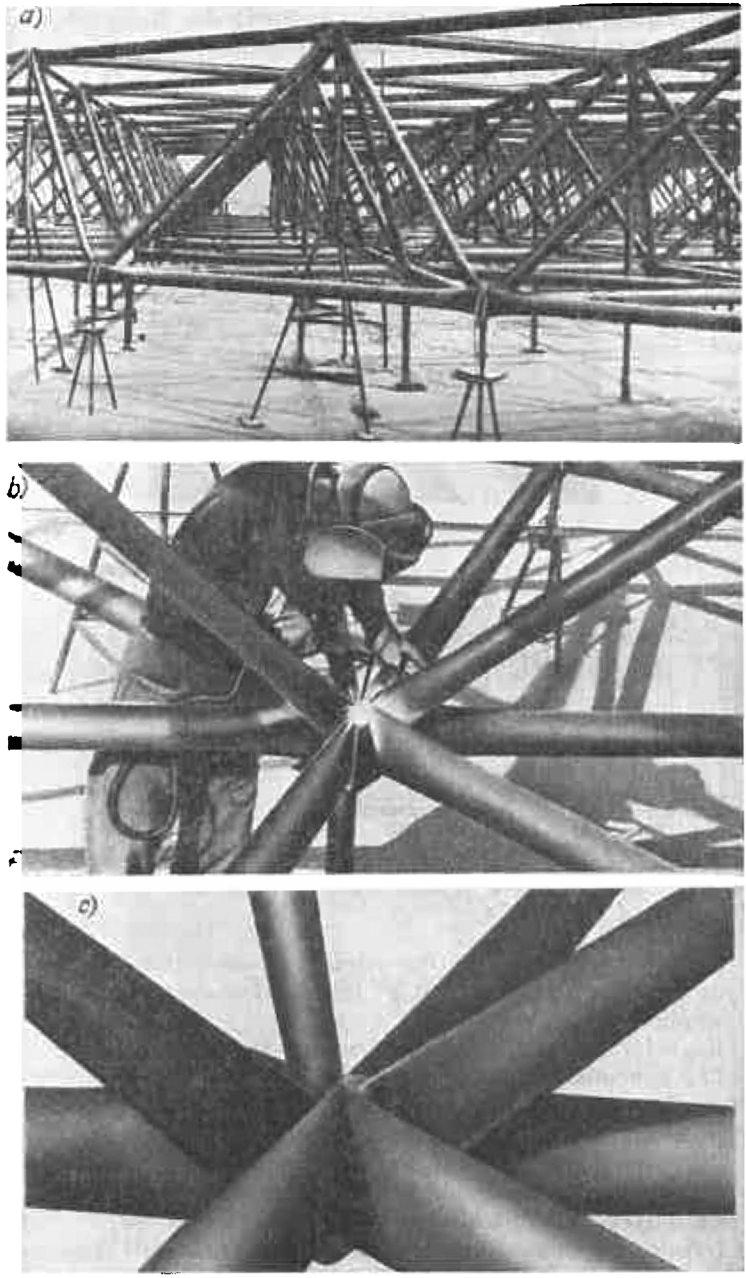



Fig. X.32. Système soudé mis au point à l'Institut Koutcherenko:
*a*) structure assemblée sur chevalets; *b*) moment de soudage; *c*) nœud soudé

est posée sous le nœud. L'espace libre entre les bouts des tubes est comblé avec du métal fondu de l'électrode (fig. X.32, *b*, *c*). Un tel nœud soudé au bain est le plus léger de tous les systèmes existants. Son poids ne dépasse pas 3 à 5 % du poids de la construction. Très utilisé actuellement, il demande cependant une exécution savante, car le contrôle des soudures est délicat. On établit une séquence de soudage rigoureuse des nœuds de la structure, étant donné les contraintes de soudure (de retrait) importantes.

Si la structure est constituée de fermes verticales tridirectionnelles, le nœud peut être formé d'une barre verticale et de goussets soudés. L'avantage majeur d'un tel système consiste dans le fait que les barres peuvent être attachées par boulons, ce qui facilite notablement les travaux de chantier.

Les barres d'une structure raréfiée (fig. X.29) peuvent également être assemblées par boulons et goussets. Les diagonales peu sollicitées peuvent être attachées par boulons sur les cornières isolées des nappes.

Les solutions sont multiples, mais chacune d'elles présente des limitations plus ou moins sérieuses. On cherche actuellement une solution technique fiable, simple et facile, car le poids des nœuds varie entre 5 et 20 % du poids total de la structure ; le coût de fabrication des nœuds reste assez élevé, lui aussi.

*Calcul des structures spatiales*

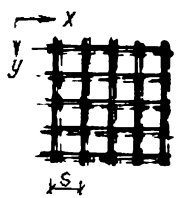
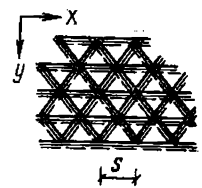
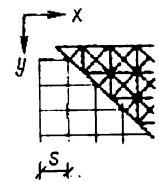
Les structures spatiales sont en général extérieurement et intérieurement hyperstatiques. Le calcul précis d'une structure spatiale comme système de barres articulées n'est possible que sur ordinateur, à l'aide d'un programme spécial dans lequel on définit tous les paramètres géométriques (longueurs des barres, aires de sections) et les rigidités correspondantes. De tels programmes existent aujourd'hui pour certaines structures.

Pour choisir une variante correcte à partir d'un grand nombre de schémas avec des conditions aux limites variées, on préfère une méthode de calcul pratique (approchée) basée sur un modèle de calcul continu sous forme d'une plaque pleine substituée au système de barres articulées. Les conditions aux limites, les charges et les caractéristiques d'élasticité (rigidité torsionnelle, coefficient de Poisson, etc.) du modèle sont équivalentes à celles du système de barres articulées. L'erreur dans le calcul des efforts ne dépasse généralement pas 15 à 20 % en comparaison de la méthode de calcul précis de la structure comme d'un système de barres articulées ; cette erreur ne dépasse pas 5 à 10 % si l'on prend en considération le travail de la plaque en cisaillement.

Le calcul à la flexion d'une plaque structurée de faible hauteur relative ($h/L = 1/20$ à $1/17$) peut être fait conformément à la théorie classique de la flexion des plaques, sans tenir compte des flèches dues au cisaillement (hypothèse de la normale droite). Pour cela, il suffit d'intégrer l'équation différentielle (X.40) à deux conditions

*Tableau X.3*

**Caractéristiques élastiques et efforts dans les éléments des structures spatiales [59]**

| Caractéristiques élastiques | Type de la structure | | | |
|---|---|---|---|---|
| | à nappes d'organisation identique | | | à nappes d'organisation différente |
| |  | |  |  |
| Rigidité flexionnelle cylindrique $D = EF_{\text{n.sup}} \times S \operatorname{tg}^2\alpha \cdot k_1$ | $k_1 = \dfrac{1}{2(1+n)}$ | | $k_1 = \dfrac{\sqrt{3}}{4(1+n)}$ | $k_1 = \dfrac{1}{2(n+\nu_b m_b \sqrt{2})}$ |
| Rigidité torsionnelle $D_{xy} = EF_{\text{n.sup}} S \operatorname{tg}^2\alpha \cdot k_2$ | $k_2 = 0$ | | $k_2 = \dfrac{1}{4\sqrt{3}(1+n)}$ | $k_2 = \dfrac{1}{8\sqrt{2}\,\psi}$ |
| Coefficient de Poisson $\mu$ | 0 | | $\dfrac{1}{3}$ | $\sqrt{1 - \dfrac{(1+\nu_b)(n+\nu_b\sqrt{2}\,m_b)}{1+n+n\nu_b}}$ |

| Paramètre ξ de l'équation différentielle | 0 | | 1 | $\frac{n+\nu_b m_b\sqrt{2}}{2\sqrt{2}\,m_b\psi}+\mu$ |
|---|---|---|---|---|
| Efforts dans les nappes | $N_x=\pm\frac{M_x\sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha}$<br>$N_y=\pm\frac{M_y\sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha}$ | | $\pm\frac{3M_x-M_y}{2\operatorname{tg}\alpha}$<br>$\pm\frac{M_y\pm M_{xy}\sqrt{3}}{\operatorname{tg}\alpha}$ | $N_x^{\text{inf}}=\frac{M_x\sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha}$ ; $N_y^{\text{inf}}=\frac{M_y\sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha}$<br>$N_x^{\text{sup}}=-\frac{\sqrt{2}(M_x-\nu_b M_y)}{(1+\nu_b)\operatorname{tg}\alpha}$<br>$N_y^{\text{sup}}=-\frac{\sqrt{2}(M_y-\nu_b M_x)}{(1+\nu_b)\operatorname{tg}\alpha}$ |
| Efforts dans les diagonales | $\pm\frac{Q_x S}{\sin\alpha}$<br>$\pm\frac{Q_y S}{\sin\alpha}$ | $\frac{-(Q_x-Q_y)S}{2\sin\alpha}$<br>$\frac{(Q_x+Q_y)S}{2\sin\alpha}$<br>$\frac{(Q_x+Q_y)S}{2\sin\alpha}$ | $\pm\frac{Q_y S}{\sin\alpha}$<br>$\pm\frac{(Q_x\sqrt{3}\pm Q_y)S}{2\sin\alpha}$ | $N_d^{\text{sup}}=\frac{(M_x+M_y)\nu_b\pm 2(1+\nu_b)M_{xy}}{(1+\nu_b)\operatorname{tg}\alpha}$<br>$\pm\frac{(Q_x+Q_y)S+4M_{xy}}{2\sin\alpha}$<br>$\pm\frac{(Q_x\pm Q_y)S-4M_{xy}}{2\sin\alpha}$ |

*Désignations* : ——— nappe supérieure ; ——— nappe inférieure ; — — — diagonales ; $n=F_{\text{n.sup}}/F_{\text{n.inf}}$ ; $m_b=F_{\text{n.sup}}/F_{\text{d.sup}}$ ; $\nu_b=\frac{1}{1+m_b\sqrt{2}}$ ; $\psi=1+\frac{F_{\text{d.sup}}}{F_{\text{d.n}}\cos^3\alpha}$, où $F_{\text{n.sup}}$, $F_{\text{n.inf}}$ sont les aires de sections des nappes supérieure et inférieure ; $F_{\text{d.sup}}$, l'aire de section des diagonales de maille de la nappe supérieure ; $F_{\text{d.n}}$, l'aire de section des diagonales entre nappes ; $\alpha$, l'angle d'inclinaison des diagonales sur le plan horizontal de la nappe inférieure.

aux limites imposées sur chaque bord de la plaque:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\xi \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q(x, y)}{D}, \qquad \text{(X.40)}$$

où $w$ est la flèche de la plaque (structure); $D$, la rigidité cylindrique qu'on peut tirer du tableau X.3; $q(x, y)$, la charge; $\xi$, un coefficient introduit pour tenir compte de la rigidité torsionnelle de la structure:

$$\xi = \mu + \frac{2D_{xy}}{D}, \qquad \text{(X.41)}$$

$\mu$, le coefficient de Poisson; $D_{xy}$, la rigidité torsionnelle (ces deux derniers paramètres sont lus dans le tableau X.3).

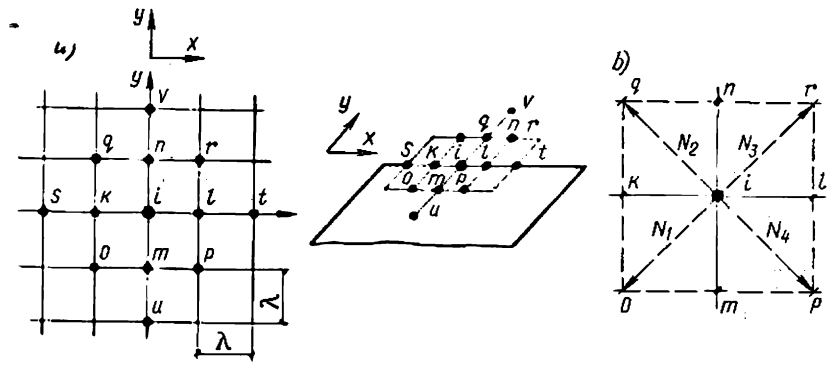



Fig. X.33. Désignation des nœuds du réseau (*a*) et des efforts dans les diagonales d'une structure spatiale orthogonale (*b*)

D'après le mode de fonctionnement, les structures peuvent être classées en deux groupes:

1) structures non torsionnelles, c'est-à-dire celles qui ne travaillent pas à la torsion et ne reportent aucun moment de torsion (systèmes orthogonaux, $\xi = 0$): ce peut être par exemple une structure dont les deux nappes ont une maille carrée sans diagonale;

2) structures torsionnelles, dont les barres forment des systèmes géométriquement indéformables dans l'une des nappes au moins. Ces structures travaillent à la torsion et reprennent des moments de torsion.

L'intégration de l'équation (X.40) s'opère aisément par la méthode des différences finies [7] grâce à son universalité et à la possibilité de la résolution facile du système d'équations linéaires, quelles que soient les conditions aux limites.

Divisons la plaque en mailles carrées de dimension $\lambda$: l'équation (X.40) se récrit aux différences finies pour le $i$-ème point (fig. X.33, *a*)

$$4(3 + 2\xi) w_i - 4(1 + \xi)(w_l + w_k + w_n + w_m) + 2\xi(w_q + w_r + w_o + w_p) + w_t + w_u + w_s + w_v = q\lambda^4/D = P\lambda^2/D, \qquad \text{(X.42)}$$

où $q$ est une charge uniformément répartie ; $P$ la force concentrée dans le point $i$ et provenant d'une zone d'influence de superficie $\lambda \times \lambda$.

Les moments fléchissants et l'effort tranchant total traduisant les moments fléchissants et torsionnels sont calculés à l'aide des formules suivantes :

$$\left.\begin{aligned}
M_{ix} &= -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = \\
&= -\frac{D}{\lambda^2}\left[(w_k - 2w_i + w_l) + \mu\,(w_m - 2w_i + w_n)\right]; \\
M_{iy} &= -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) = \\
&= -\frac{D}{\lambda^2}\left[(w_n - 2w_i + w_m) + \mu\,(w_k - 2w_i + w_l)\right]; \\
M_{ixy} &= -2D_{xy}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} = -\frac{D_{xy}}{2\lambda^2}\left[(w_0 + w_r) - (w_q + w_p)\right];
\end{aligned}\right\} \quad (X.43)$$

$$\begin{aligned}
Q_{ix} &= -D\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \xi\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = \frac{-D}{2\lambda^3}\{[w_s - 2\,(w_k - w_l) - w_t] + \\
&\quad + \xi\,[(w_0 - w_p) - 2\,(w_k - w_l) + (w_q - w_r)]\}; \qquad (X.44) \\
Q_{iy} &= -D\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \xi\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) = \frac{-D}{2\lambda^3}\{[w_u - 2\,(w_m - w_n) - w_v] + \\
&\quad + \xi\,[(w_p - w_r) - 2\,(w_m - w_n) + (w_0 - w_q)]\}.
\end{aligned}$$

En écrivant le système des équations linéaires vérifiant les conditions aux limites imposées, il convient de bien distinguer les valeurs des efforts tranchants intérieurs au contour, définies par l'équation (X.44), et les valeurs des efforts tranchants réduits au bord libre qu'on trouve dans le tableau X.4.

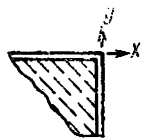
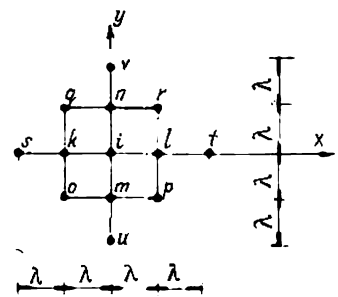
Pour chaque point du contour, on écrit aux différences finies deux conditions aux limites imposées par le tableau X.4. Par exemple, pour le point $i$ situé en rive de la plaque, l'équation (X.43) s'écrira $M_{ix} = 0$ ; $Q_{\text{réd } ix} = 0$ ; la résolution de ces équations permettra de définir les points extérieurs au contour en fonction des points intérieurs au contour. Si $i$ est un point cornier, on a $M_{xy} = 0$, et ainsi de suite.

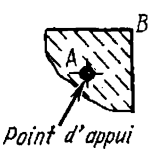
Ceci fait, on écrit l'équation (X.42) pour chaque point-nœud du réseau du domaine considéré, y compris pour les points situés sur la ligne de contour. Les conditions aux limites imposées aux points du contour étant vérifiées, on obtient, par résolution du système d'équations linéaires, les valeurs des flèches en tout point du réseau de la plaque.

Connaissant les flèches, on détermine les moments fléchissants linéaires $M_x$, $M_y$ et les efforts tranchants $Q_x$, $Q_y$ à l'aide des formules (X.43) et (X.44). Les efforts dans les nappes et dans les diagonales pour des structures différentes peuvent être calculés au moyen du tableau X.3. Soit par exemple une structure orthogonale à maille

*Tableau X.4*

**Conditions aux limites pour les différents cas d'appui des plaques**

| Cas d'appui | Conditions aux limites écrites sous forme différentielle | Equations aux différences finies pour le point *i* |
|---|---|---|
|  Articulation | $w=0$<br>$M_x=-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)=0$<br>$M_y=-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)=0$ |  |
| Encastrement | $w=0$<br>$\varphi_x=-\frac{\partial w}{\partial x}=0$<br>$\varphi_y=-\frac{\partial w}{\partial y}=0$ | $\varphi_x=-\frac{w_k-w_l}{2\lambda_i}=0$<br>$\varphi_y=-\frac{w_m-w_n}{2\lambda}=0$ |

| | | |
|---|---|---|
| Appui cornier | $M_x = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = 0$<br>$M_y = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) = 0$<br>$Q_{\text{réd } x} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2\xi - \mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right] = 0$<br>$Q_{\text{réd } y} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2\xi - \mu)\frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x}\right] = 0$<br>$w = 0$ pour le point cornier | $M_x = -\frac{D}{\lambda^2}[(w_k - 2w_i + w_l) + \mu(w_n - 2w_i + w_m)] = 0$<br>$M_y = -\frac{D}{\lambda^2}[(w_n - 2w_i + w_m) + \mu(w_k - 2w_i + w_l)] = 0$ |
|   Porte-à-faux | $M_x = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = 0$<br>$M_y = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) = 0$<br>$Q_{\text{réd } x} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2\xi - \mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right] = 0$<br>$Q_{\text{réd } y} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2\xi - \mu)\frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x}\right] = 0$<br>$M_{xy}\,\vert_B = -2D_{xy}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} = 0$<br>$w_A = 0$ | $M_{xy}\,\vert_B = -\frac{D_{xy}}{2\lambda^2}[(w_0 + w_r) - (w_q + w_p)] = 0$<br>$Q_{\text{réd } x} = -\frac{D}{2\lambda^3}\{[w_s - 2(w_k - w_l) - w_l] +$<br>$+ (2\xi - \mu)[(w_0 - w_p) - 2(w_k - w_l) + (w_q - w_r)]\} = 0$<br>$Q_{\text{réd } y} = -\frac{D}{2\lambda^3}\{[w_u - 2(w_m - w_n) - w_n] +$<br>$+ (2\xi - \mu)[(w_p - w_r) - 2(w_m - w_n) + (w_0 - w_q)]\} = 0$ |

de nappes sans diagonale ($\xi = 0$, $\mu = 0$), les diagonales entre nappes faisant un angle $\alpha$ sur le plan de la nappe inférieure et les sections des nappes étant égales ($n = F_{\text{n. sup}}/F_{\text{n. inf}} = 1$); la rigidité cylindrique sera

$$D = \frac{EF_{\text{n.sup}} S \operatorname{tg}^2 \alpha}{2(1+F_{\text{n.sup}}/F_{\text{n.inf}})} = \frac{EF_{\text{n.sup}} h^2}{2S},$$

où $S$ est la longueur du panneau de la nappe; $h$, la hauteur de structure; $\alpha$, l'angle d'inclinaison de la diagonale sur le plan de la nappe inférieure; $\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{S}\sqrt{2}$. Si $\alpha = 45°$, on a $\operatorname{tg}\alpha = 1$ et $h = S/\sqrt{2}$.

Moments:

$$M_{ix} = -\frac{D}{\lambda^2}(w_k - 2w_i + w_l); \quad M_{iy} = -\frac{D}{\lambda^2}(w_m - 2w_i + w_n).$$

Efforts tranchants:

$$Q_x = -\frac{D}{2\lambda^3}[w_s - 2(w_k - w_l) - w_t];$$

$$Q_y = -\frac{D}{2\lambda^3}[w_u - 2(w_m - w_n) - w_v].$$

Efforts dans les nappes:

$$\left.\begin{aligned}
N_{\text{n.sup}\,x} &= -\frac{M_x\sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha} = -\frac{M_x S}{h} = -\frac{S}{h}\left(\frac{M_{ix}+M_{lx}}{2}\right);\\
N_{\text{n.sup}\,y} &= -\frac{S}{h}\left(\frac{M_{iy}+M_{ny}}{2}\right);\\
N_{\text{n.inf}\,x} &= \frac{M_x\sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{M_x S}{h} = \frac{S}{h}\left(\frac{M_{ix}+M_{lx}}{2}\right);\\
N_{\text{n.inf}\,y} &= \frac{S}{h}\left(\frac{M_{iy}+M_{ny}}{2}\right).
\end{aligned}\right\} \quad \text{(X.45)}$$

Efforts dans les diagonales entre nappes (fig. X.33, *b*) [74]:

$$\left.\begin{aligned}
N_1 &= -\frac{1}{2\sin\alpha}(M_{xk} + M_{ym} - M_{xi} - M_{yi});\\
N_2 &= -\frac{1}{2\sin\alpha}(M_{xk} + M_{yn} - M_{xi} - M_{yi});\\
N_3 &= -\frac{1}{2\sin\alpha}(M_{xl} + M_{yn} - M_{xi} - M_{yi});\\
N_4 &= -\frac{1}{2\sin\alpha}(M_{xl} + M_{ym} - M_{xi} - M_{yi}).
\end{aligned}\right\} \quad \text{(X.46)}$$

En écrivant les valeurs de $M_x$ et $M_y$, on doit tenir compte des signes, c'est-à-dire faire une somme algébrique.

S'il y a un appui au droit du point $i$, on a la réaction d'appui

$$R_i = M_{xk} + M_{xl} + M_{yn} + M_{ym} - 2M_{xi} - 2M_{yi} + P_i, \quad \text{(X.47)}$$

où $P_i$ est la force concentrée dans le point $i$ et provenant de la charge extérieure.

Pour s'assurer que les efforts dans les barres sont correctement calculés, il suffit d'écrire les équations d'équilibre pour un nœud quelconque de la structure.

Le calcul à la flexion d'une structure spatiale, effectué sur un modèle sous forme de plaque (par la théorie classique) sans tenir compte du cisaillement, donne généralement des flèches quelque peu inférieures aux flèches réelles ; cela dépend d'ailleurs du rapport de la hauteur de structure à sa portée $h/L$, ainsi que du rapport des aires de section des nappes et des diagonales. Si l'on tient compte du travail au cisaillement de la plaque, on obtient des résultats sensiblement égaux aux valeurs réelles. Le décalage des résultats obtenus dans les deux cas, exprimé en pour cent, est indiqué dans le tableau ci-dessous qui concerne les structures spatiales orthogonales reposant sur quatre poteaux :

| $F_n/F_d$ | $h/L$ | | |
|---|---|---|---|
| | 1/10 | 1/15 | 1/20 |
| 1 | 20% | 10% | 5% |
| 1,5 | 30% | 12% | 7% |

On voit donc qu'il est très souhaitable de tenir compte du cisaillement en calculant une structure spatiale sur un modèle de calcul continu (plaque).

## § 51. TOURS ET MÂTS

### *1. Généralités*

On désigne par « tour » ou « mât » une construction élevée de section relativement faible, qui présente un très fort rapport de la hauteur à la largeur maximale.

Une tour est un bâtiment à console librement posé et encastré dans sa fondation. Un mât est un poteau articulé sur sa fondation et haubané par des éléments de traction inclinés ou par d'autres moyens.

Comme exemples des tours, on peut donner les châteaux d'eau, les tours de radiodiffusion, les tours de télévision, les pylônes des lignes électriques aériennes, les tours hertziennes, etc. La figure X.34 montre une tour de radiodiffusion de section triangulaire, haute de 202 m, constituée de tubes métalliques.

Les mâts sont utilisés le plus souvent pour la radiodiffusion, la télévision, etc.

Vu la hauteur considérable des ouvrages de ce type, la charge principale (et qui détermine dans une certaine mesure la forme cons-

tructive) est la surcharge de vent (SNiP II-6-74). Les charges verticales ne sont prises en considération que pour les bâtiments du type d'un chateau d'eau, ou encore pour les mâts qui doivent résister à la composante verticale de la tension des haubans.

La surcharge de vent de calcul répartie est déterminée à l'aide de la formule

$$q = q_n^0 kc\beta F, \qquad (X.48)$$

où $q_n^0 = q^0 n$ est la pression dynamique nominale du vent en kN/m² à la hauteur donnée, multipliée par un coefficient de sécurité $n = 1{,}3$ ; $k$, un coefficient de majoration de la pression dynamique en

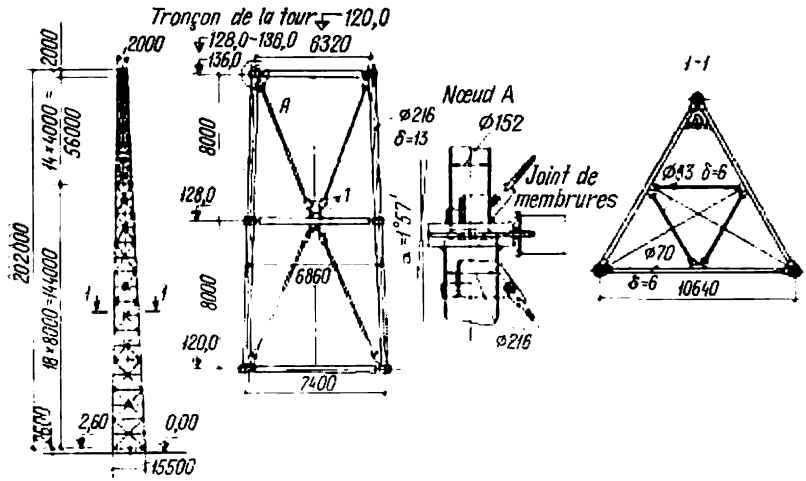



Fig. X.34. Tour de radiodiffusion de section triangulaire:
1 — lanternes de serrage

fonction de la hauteur de l'ouvrage ; $c$, un coefficient aérodynamique, égal à 1,4 pour les cornières et à 0,45-1,2 pour les barres rondes ; $\beta$, un coefficient de majoration de la pression dynamique qui tient compte de l'irrégularité du vent et du tourbillonnement (il varie généralement entre 1,1 et 2) ; $F$, l'aire de section nette (en m²) de la projection de l'ouvrage ou de sa partie considérée sur un plan perpendiculaire à la direction du vent :

### 2. *Tours*

Les hautes tours de radiodiffusion ont généralement une section triangulaire ou carrée et un profil pyramidal.

L'empattement de la tour varie généralement entre 1/8 et 1/15 de la hauteur ; les faces ont une inclinaison de 1/16 à 1/40.

Les sections tubulaires présentent une très bonne caractéristique aérodynamique et le coefficient $c$ sensiblement moindre que les autres sections ; pour cette raison, les membrures d'une tour sont

constituées le plus souvent par des tubes munis de brides soudées à leurs extrémités ; leurs aboutements, serrés par boulons, sont faciles à exécuter sur chantier. Le treillis d'une tour se compose de diagonales croisées en fer rond équipées d'un tendeur, et d'entretoises rigides tubulaires.

Les tours de radiodiffusion hautes de 100 et de 200 m ont un poids de 2 et de 3 kN/m respectivement pour la section triangulaire, et de 4 et de 5 kN/m, pour la section carrée (il s'agit des tours fabriquées à partir de tube.)

La charpente d'un château d'eau est constituée par des poteaux disposés en plan aux angles d'un carré ou d'un polygone inscrit dans

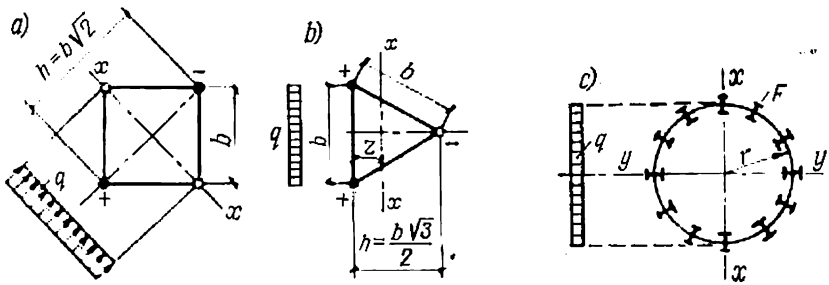



Fig. X.35. Pour le calcul des tours

un cercle. Les poteaux sont constitués par des profilés (poutrelles, U) ou sont composés.

Une tour (château d'eau) se calcule comme une poutre en treillis encastrée en bas. La charge verticale est uniformément répartie entre les montants (membrures).

L'effort total produit dans un montant de la tour par les charges verticales et horizontales est égal à

$$N = N_1 \pm N_2, \qquad (X.49)$$

où $N_1 = \frac{P}{n \cos \alpha}$ est l'effort produit dans le montant par les charges verticales uniformément réparties entre les $n$ montants inclinés (éventuellement) d'un angle $\alpha$ sur l'axe vertical ; $N_2$, l'effort dans le montant produit par les forces horizontales du moment de renversement.

Dans une tour à base carrée l'effort maximal se produit dans la membrure lorsque le vent est dirigé sur le montant, c'est-à-dire lorsque deux membrures seulement résistent à la flexion (fig. X.35, *a*) :

$$N_2 = M/(b\sqrt{2}). \qquad (X.50)$$

Dans une tour à base triangulaire, l'effort maximal produit dans la membrure par la charge horizontale est (fig. X.35, *b*)

$$N_2 = \frac{2M}{b\sqrt{3}}. \qquad (X.51)$$

Dans une tour à montants multiples l'effort $N_2$ engendré dans un montant de section $F$ est calculé en fonction du moment de renversement par rapport à l'axe $x$-$x$ (fig. X.35, *c*), à l'aide de la formule

$$N_2 = \sigma F = \frac{M}{W_x} F = \frac{MrF}{J_x} = \frac{2M}{nr}, \qquad (X.52)$$

dans laquelle le moment d'inertie équatorial $J_x$ produit dans les sections symétriques est égal à la moitié du moment d'inertie polaire :

$$J_x = \frac{J_p}{2} = \frac{nr^2F}{2}. \qquad (X.53)$$

Le plan du rayon de giration maximal de la section des montants est généralement orienté suivant les rayons de la tour.

En considérant le travail des montants à la compression dans le plan d'une face de la tour, on adopte comme longueur de flambement la distance entre les anneaux horizontaux et les nœuds du treillis. En direction radiale, on retient comme longueur de flambement :

— pour les tours à quatre et six montants, la distance entre les nœuds du treillis ;

— pour les tours à huit montants et plus, la longueur totale (hauteur de la tour), à condition que la tour soit dépourvue de diaphragmes rigides horizontaux présentant une rigidité suffisante dans le plan vertical.

Le treillis de la tour résiste à l'effort tranchant ; le calcul est fait en supposant que l'effort tranchant est repris par deux fermes verticales planes.

### *3. Mâts*

Un mât haubané est constitué essentiellement d'un fût de section triangulaire, carrée ou ronde. Le fût en treillis de section triangulaire ou carrée est doté de membrures confectionnées à partir de tubes assemblés par brides, comme dans les tours ; les membrures peuvent aussi être constituées de cornières (quoique cette solution est moins heureuse). La section ronde est formée d'une tôle cambrée et soudée.

Les haubans représentent des câbles d'acier à âme en acier ancrés dans des dalles de béton enterrées. Dans le sens de la hauteur du mât, les haubans peuvent être disposés parallèlement entre eux et inclinés de 45°, chacun possédant sa propre fondation (fig. X.36) ; une autre solution consiste à ancrer un faisceau de haubans dans une plaque commune, à les disposer en nappe verticale et à les entretoiser par des vergues (fig. X.37). Dans ce dernier cas l'angle d'inclinaison limite du hauban supérieur est de 60° sur l'horizontale. En plan, les haubans sont orientés en trois directions radiales autour de l'axe du fût si la section du mât est triangulaire ou ronde, et

en quatre directions si la section est carrée. Les extrémités des câbles sont arrêtées dans des culots d'acier par coulée d'un alliage de zinc ou autre.

Pour les buts de la radiodiffusion, un mât est plus léger et moins onéreux qu'une tour; en revanche, il demande une superficie plus étendue pour l'ancrage des haubans.

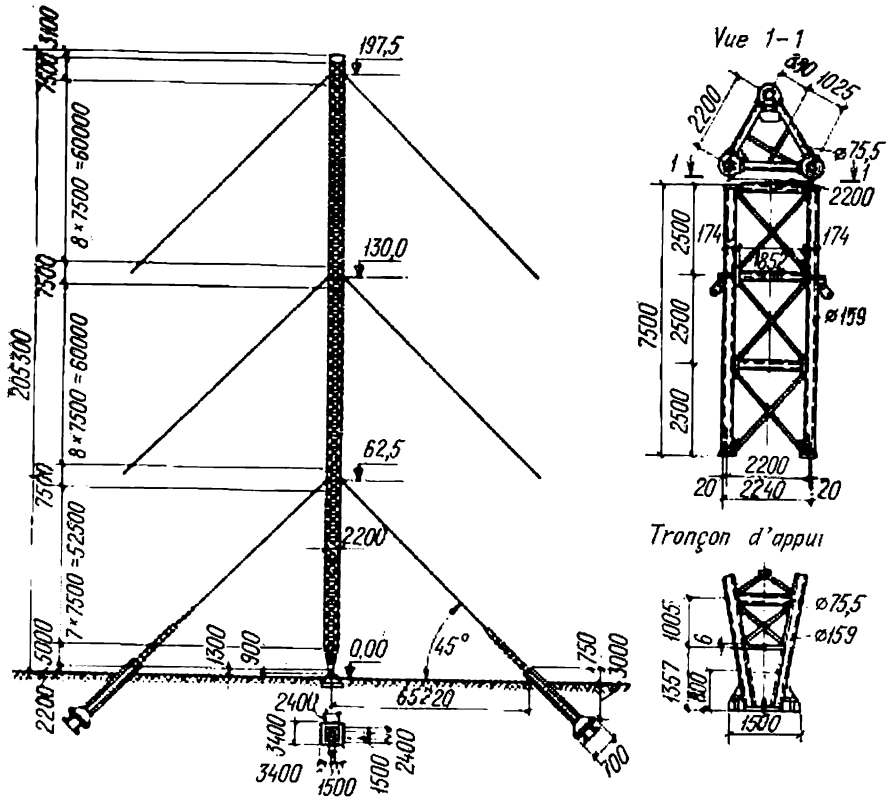



**Fig. X.36. Mât de radiodiffusion de section triangulaire**

Un mât de radiodiffusion est calculé essentiellement pour la surcharge de vent et pour la composante verticale de la tension des haubans, compte tenu des différents rapports des températures et des pressions dynamiques du vent [1]. On doit tenir compte aussi de la possibilité de rupture des fils-antennes entre les mâts et du givrage de tous les éléments du mât et des antennes. L'amplitude maximale du déplacement élastique du fût de mât au droit des attaches des

[1] Conformément aux normes et règles en vigueur.

haubans ne doit pas être supérieure au 1/100 de la hauteur du point d'attache au-dessus de la fondation. La déviation du sommet du mât ne doit pas dépasser 1/100 de la hauteur libre de la console.

Un mât est calculé en deux phases. En première phase, le fût est assimilé à une barre comprimée et fléchie posée sur des appuis (haubans) rigides ; la force longitudinale est la somme du poids propre de la charpente et de l'équipement monté sur le mât et des composantes verticales des réactions des haubans. On choisit les sections à donner au fût et aux haubans en se basant sur ces efforts, après quoi, on précise les calculs [51, 55].

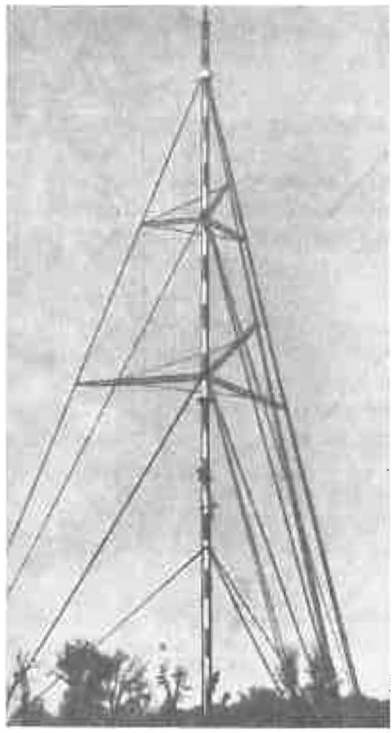


Fig. X.37. Mât de télévision

En deuxième phase, on calcule un hauban en l'assimilant à une corde élastique tendue présentant une certaine précontrainte (ou un certain mou) et en déterminant les translations horizontales possibles des points d'attache des haubans. Ensuite on calcule le fût en l'assimilant à une barre comprimée et fléchie posée sur des appuis élastiquement déformables.

Le fût de mât repose sur un appui central. Pour les mâts isolés, l'appui est constitué d'un certain nombre d'isolateurs-tonneaux de porcelaine sur lesquels on pose un balancier d'appui en acier moulé.

### *4. Pylônes des lignes électriques aériennes*

Les supports métalliques sont utilisés le plus souvent pour des lignes électriques aériennes à haute tension (220-330-500 kV et plus). On distingue les supports d'alignement, les supports d'arrêt, les supports d'angle et les supports d'extrémité.

Les supports d'alignement (fig. X.38) servent essentiellement à supporter les conducteurs tendus. En fonction du relief du terrain, ils sont placés à une distance de 200 à 400 m pour les lignes de tension 220-330 kV et de 400 à 600 m pour les lignes d'un voltage plus fort. La hauteur de suspension des conducteurs est choisie de telle façon que la hauteur libre minimale sous conducteurs ne soit jamais inférieure à 6-10 m, ce qui nécessite une hauteur de 20 à 40 m des sup-

ports. La masse d'un support d'alignement pour une ligne de 220 à 500 kV varie entre 4 et 8 t.

Après cinq ou sept supports d'alignement successifs, on place un support d'arrêt, dont le rôle est de reprendre l'ensemble des efforts de tension des conducteurs en cas de rupture unilatérale de ceux-ci. Un support d'arrêt est environ une fois et demie plus lourd qu'un support d'alignement.

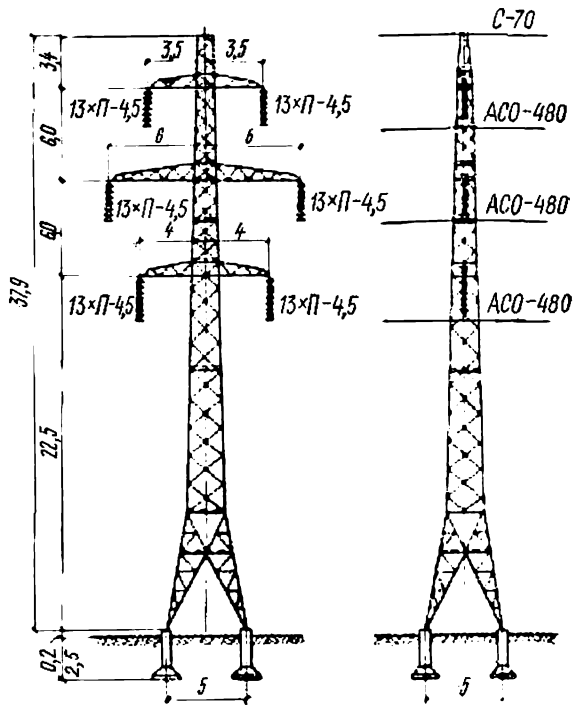



Fig. X.38. **Pylône d'alignement à double circuit** d'une ligne électrique aérienne de 220 kV

Les supports d'angle sont disposés dans les points de changement de direction de la ligne. Un support d'angle peut être avantageusement combiné avec un support d'arrêt (fig. X.39). Un tel support est de 2 à 2,5 fois plus lourd qu'un support d'alignement.

Au point de vue de leur constitution, les supports sont assez variés. On distingue principalement les pylônes (supports à simple fût avec un ou deux circuits) et les portiques. Un support haubané constitue une solution particulièrement économique.

Les supports des lignes électriques aériennes sont souvent installés dans des sites difficilement accessibles; on doit donc accorder une attention toute particulière à la facilité de transport, de manutention et de montage des éléments des supports. A cette fin, en plus

de l'acier Ст3, on utilise des aciers faiblement alliés; les alliages d'aluminium seront largement employés dans l'avenir.

Un *pylône* de ligne électrique est constitué de quatre membrures en cornières et de treillis qui forment quatre fermes planes. Les charges de calcul se composent d'efforts verticaux et horizontaux. Les charges verticales comprennent le poids propre, le poids des conducteurs avec leurs chaînes d'isolateurs, le poids du câble de garde et le poids du givre sur les conducteurs et sur le câble. Elles sont réparties sur les membrures du pylône. Les charges horizontales comprennent la surcharge de vent et les efforts de traction des conducteurs qui s'exercent en cas de leur rupture unilatérale (partielle

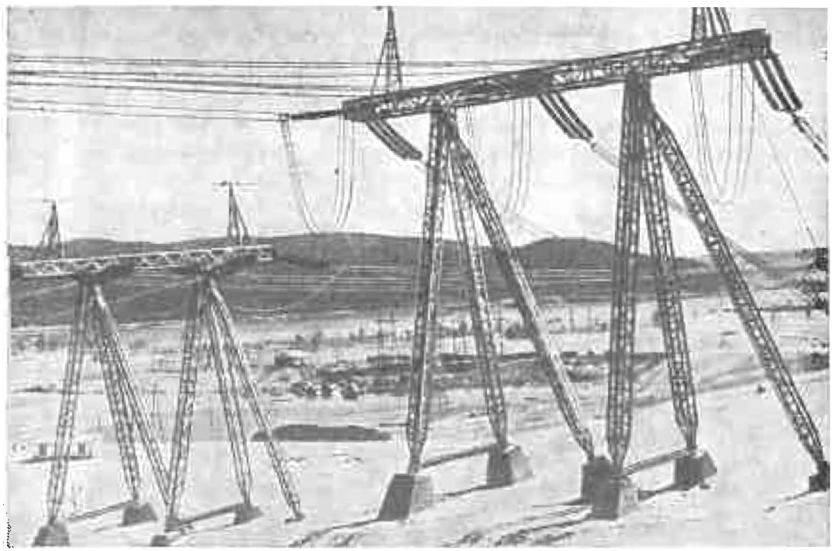


Fig. X.39. Portiques d'une ligne électrique aérienne

ou complète). Les cas de charges à prévoir sont réglementés par des normes spéciales établies pour les projets des lignes électriques aériennes.

Le pylône est calculé pour les charges horizontales comme une poutre console encastrée en bas. La charge horizontale peut alors être reportée à l'axe de symétrie de la poutre, en introduisant un moment $M_t$ agissant dans le plan horizontal et provoquant une torsion du pylône. La force horizontale agissant suivant l'axe de la poutre provoque une flexion reportée par deux fermes planes. Les efforts dans les membrures et le treillis de ces fermes sont déterminés par les méthodes habituelles.

Le moment de torsion $M_t$ fait naître des efforts tranchants appliqués aux treillis des fermes planes. Si le pylône a une section rectan-

gulaire, le moment de torsion fait naître dans chaque section transversale deux couples de forces (fig. X.40, *a*)

$$Q_1 b + Q_2 a = M_t. \qquad (X.54)$$

Si le pylône de section rectangulaire représentait une barre creuse à parois pleines minces (un tube rectangulaire), le moment de torsion ferait naître des contraintes tangentielles $\tau$ en tous les points du contour du tube. On sait que dans un profil fermé à paroi mince le

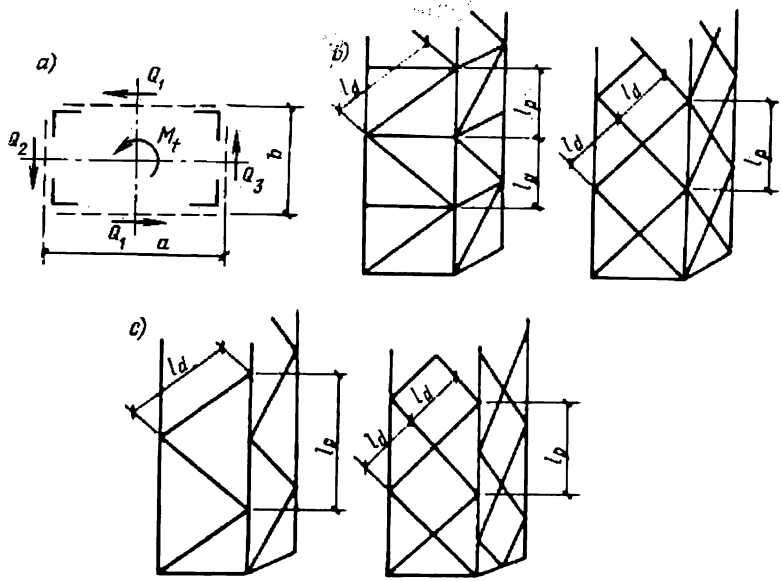



Fig. X.40. Pour le calcul des pylônes des lignes électriques aériennes

produit de la contrainte tangentielle par l'épaisseur de la paroi est égal à l'effort tangentiel longitudinal $t = \tau\delta$. Constant dans toute la section, cet effort est égal au moment de torsion divisé par le double de l'aire de surface limitée par le profil fermé :

$$t = \tau\delta = \text{const}, \quad t = \frac{M_t}{2ab}. \qquad (X.55)$$

On peut dire que l'effort tranchant totalise le flux de contraintes tangentielles sur chaque face du rectangle et que, par conséquent, on a

$$Q_1 = ta = \frac{M_t}{2b}, \quad Q_2 = tb = \frac{M_t}{2a}, \qquad (X.56)$$

quantités auxquelles on doit ajouter les efforts tranchants provenant de la flexion du pylône. Connaissant les efforts tranchants, on calcule facilement les efforts dans les éléments du treillis (voir chap. VIII).

Le treillis de chaque face du pylône peut être dessiné en V simple, en V avec entretoise ou en X sans entretoise (sauf pour les mailles d'extrémité qui définissent l'indéformabilité de la construction). Les points de croisement des diagonales des faces adjacentes peuvent coïncider (fig. X.40, *b*) ou être décalés d'une demi-longueur du panneau (disposition imbriquée, fig. X.40, *c*).

Le tracé du treillis détermine la longueur de flambement de la membrure constituée par une cornière simple. En cas de coïncidence des nœuds des faces adjacentes (fig. X.40, *b*), la longueur de flambement de la membrure est égale à celle du panneau $l_p$, le rayon de giration de la cornière étant minimal (par rapport à un axe incliné sur les ailes de la cornière). Dans le cas où les nœuds sont décalés (fig. X.40, *c*), la longueur de flambement de la membrure est égale à la longueur du panneau $l_p$ multipliée par un facteur $\mu_p$, si bien que $l = \mu_p l_p$.

Le facteur $\mu_p$ est défini dans les Règles SNiP II-B.3-72 en fonction du rapport des rigidités longitudinales de la membrure et de la diagonale; il varie entre 1 et 1,13

Les diagonales sont soudées sur les membrures soit directement, soit par l'intermédiaire d'un gousset. Toutes les attaches peuvent aussi être réalisées avec des boulons bruts (même avec un seul boulon). Le mode d'attache est pris en considération en introduisant un coefficient des conditions du travail et un facteur de réduction de la longueur des diagonales (SNiP II-B.3-72).

CHAPITRE XI

# COQUES D'ACIER (VOILES MINCES)

## § 52. GÉNÉRALITÉS

On entend par coque d'acier une enveloppe formée essentiellement par une tôle d'acier cintrée en forme de voile mince. Les coques sont utilisées pour le stockage ou le traitement des substances gazeuses, liquides ou pulvérulentes. On distingue plusieurs types de coques :

1) les gazomètres, destinés au stockage et à la distribution des gaz ;

2) les réservoirs pour l'eau, les produits pétroliers et d'autres liquides ;

3) les silos pour le stockage des matières pulvérulentes ou granulées : minerais, charbon, ciment, etc. ;

4) divers appareils de métallurgie et de génie chimique : hauts fourneaux, réchauffeurs d'air, autoclaves, réacteurs chimiques, etc. ;

5) les tubes et les tuyaux de gros diamètre, utilisés dans les usines chimiques, les aciéries, les centrales hydroélectriques, les pipelines, etc.

Les coques d'acier peuvent supporter différentes charges mécaniques ; en raison de la grande densité de l'acier et de son imperméabilité aux gaz et à l'eau, elles servent également d'appareils de traitement et de circulation de matières. Les joints des coques doivent être donc non seulement résistants mais aussi étanches.

Les coques d'acier représentent le plus souvent des voiles minces de révolution (cylindriques, sphériques, coniques, etc.) ; en d'autres termes, elles ont la forme la plus appropriée pour résister aux charges provenant des corps gazeux ou liquides.

Assez souvent, à cause de leurs dimensions, les coques ne s'inscrivent pas dans le gabarit de chargement de chemin de fer : on est obligé, dans ces cas, à confectionner en atelier quelques éléments préfabriqués (tôles, pièces diverses), le reste des travaux étant effectués sur le chantier. Cela crée des difficultés certaines tant à la fabrication qu'au montage. D'autre part, le cintrage d'une tôle suivant une surface sphérique ou une surface à double courbure est un problème technologique délicat, qui se répercute de façon indé-

sirable sur le coût de la construction. Une autre particularité des coques d'acier, qui représentent dans la grande majorité des cas des constructions soudées, est une longueur exceptionnelle des joints soudés, déterminée par la largeur limitée des tôles (1400 à 1500 mm). Cela nécessite une préparation longue et minutieuse des bords pour la soudure.

On utilise actuellement un procédé spécial pour la fabrication et l'installation des gros réservoirs, dit procédé de déroulement, qui permet d'élever considérablement le degré d'industrialisation et de mécanisation des travaux en reportant la majeure partie des opérations à l'atelier. Il consiste à fabriquer à l'atelier des larges bandes de la paroi et des fonds du réservoir par soudure automatique et à les mettre en rouleaux de 2,5 à 3 m de diamètre (voir fig. XI.13) pour pouvoir les transporter par chemin de fer : il ne reste alors qu'à les dérouler et installer sur le site en faisant quelques soudures des joints sur le chantier.

## § 53. THÉORIE DE CALCUL DES VOILES MINCES DE RÉVOLUTION

Une voile mince de révolution admet un axe de symétrie et deux rayons de courbure normaux en tout point à la surface (fig. XI.1, *a*) :

$R_1$, rayon de courbure de la génératrice ;

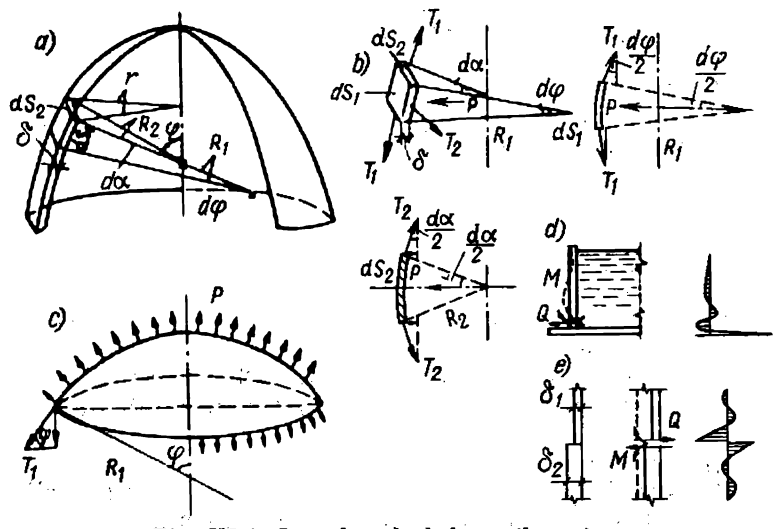



Fig. XI.1. Pour le calcul des voiles minces

$R_2$, rayon de révolution dont l'origine est située sur l'axe de symétrie.

Deux angles, $\varphi$ (latitude) et $\alpha$ (longitude), déterminent la position de ces deux rayons.

On a:
$R_1 = R_2$ pour une sphère;
$R_1 = \infty$, $R_2 = r$, $\varphi = \pi/2$ pour un cylindre;
$R_1 = \infty$, $R_2 \sin \varphi = r$, $\varphi = \text{const}$ pour un cône.

Considérons un élément de voile éloigné des bords, d'épaisseur $\delta$ et de côtés $dS_1$, $dS_2$ (fig. XI.1, *b*), dont la surface est sollicitée par une charge $p$ uniformément répartie. On sait que l'équilibre d'un voile mince (caractérisé par un rapport de l'épaisseur $\delta$ au rayon $R$ inférieur à 1/30) ne peut être garanti que par des forces axiales, méridiennes $T_1$ et parallèles $T_2$, situées dans le plan tangent à la surface moyenne du voile. Ce sont les résultantes des contraintes normales agissant sur les côtés de l'élément : $T_1 = \sigma_1\, dS_2\delta$, $T_2 = \sigma_2\, dS_1\delta$.

Faisons la somme des projections de toutes les forces sur le prolongement du rayon de courbure. Par la condition d'équilibre, cette somme doit s'annuler (fig. XI.1, *b*) :

$$2T_1 \sin \frac{d\varphi}{2} + 2T_2 \sin \frac{d\alpha}{2} - p\, dF = 0.$$

Comme, pour des angles petits, on a

$$\sin \frac{d\varphi}{2} = \frac{d\varphi}{2}\ ; \quad \sin \frac{d\alpha}{2} = \frac{d\alpha}{2}\ ; \quad d\varphi = \frac{dS_1}{R_1}\ ;$$

$$d\alpha = \frac{dS_2}{R_2} \text{ et } dF = dS_1 dS_2,$$

on obtient en divisant les deux membres de l'équation par $dS_1\, dS_2$ :

$$\frac{T_1}{R_1\, dS_2} + \frac{T_2}{R_2\, dS_1} = p.$$

Exprimant $T_1$ et $T_2$ en fonction des contraintes, on obtient l'équation fondamentale du voile mince :

$$\sigma_1/R_1 + \sigma_2/R_2 = p/\delta, \tag{XI.1}$$

où $\sigma_1$ est la contrainte méridienne et $\sigma_2$ la contrainte parallèle.

Dans un voile cylindrique où $R_1 = \infty$, on a comme contrainte parallèle

$$\sigma_2 = \frac{pR_2}{\delta}. \tag{XI.2}$$

Dans un voile sphérique dont le rayon reste inchangé dans toutes les directions ($R_1 = R_2 = R$), les conditions de travail de chaque élément sont identiques dans toutes les directions ; on a donc

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pR}{2\delta}. \tag{XI.3}$$

On conçoit donc qu'une coque sphérique subit une contrainte deux fois moins grande qu'une coque cylindrique de même rayon.

L'équation fondamentale (XI.1) admettant deux inconnues $\sigma_1$ et $\sigma_2$, une seconde équation est nécessaire pour la résolution : on

l'obtient en considérant la section du voile par son parallèle et en annulant la somme des projections de toutes les forces sur l'axe de symétrie (fig. XI.1, *c*) :

$$\frac{T_1}{dS_2} \sin \varphi 2\pi r - p\pi r^2 = 0.$$

Puisque $R_2 \sin \varphi = r$ (fig. XI.1, *a*) et $T_1 = \sigma_1 \, dS_2 \delta$, on a

$$\sigma_1 = \frac{pR_2}{(2\delta)}. \qquad \text{(XI.4)}$$

Substituant (XI.4) dans (XI.1), on établit une relation entre les contraintes parallèles et méridiennes :

$$\sigma_2 = \sigma_1 (2 - R_2/R_1). \qquad \text{(XI.5)}$$

La vérification générale de la résistance mécanique des coques (voiles minces de révolution) s'effectue par la formule

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2} \leqslant Rm,$$

étant données les conditions

$$\sigma_1 \leqslant Rm \text{ et } \sigma_2 \leqslant Rm,$$

où $\sigma_1$ et $\sigma_2$ sont les contraintes normales principales.

Les équations des voiles minces déduites dans les conditions d'équilibre garanti par les seules forces axiales (méridiennes et parallèles) supposent que la coque est parfaitement flexible, c'est-à-dire qu'elle n'offre aucune résistance à la flexion et à la torsion. Dans un tel voile-membrane, les contraintes sont uniformément réparties suivant la section. Ces équations restent vraies dans une portion de voile éloignée des attaches ou des points d'inflexion, c'est-à-dire des points dans lesquels les déformations axiales s'opèrent dans des conditions différentes à cause d'un changement brusque dans la position du centre du rayon de courbure $R_1$ ou d'une variation de l'épaisseur du voile. Les poussées et les moments fléchissants de rive qui se manifestent en ces points, provoquent une flexion du voile à cause de la déformation gênée par la continuité de la section (fig. XI.1, *d*, *e*). Les moments fléchissants n'affectent qu'une zone relativement étroite du voile (effet de rive) : ils s'amortissent rapidement, car l'effort de déformation est compensé par la résistance élastique des zones adjacentes (cas analogue à une poutre reposant sur un appui élastique). La définition de ces moments et des efforts tranchants dans les conditions de continuité des sections conjuguées du voile est un problème hyperstatique au second degré [27, 31, 41].

Plus la surface unie du voile est perturbée, plus les moments fléchissants et les efforts tranchants additionnels sont importants. En construisant les coques, on cherche donc à éviter des inflexions trop brusques aux raccordements du voile ; dans les raccordements, on

renforce la coque en augmentant l'épaisseur de la tôle ou en prévoyant un anneau d'entretoisement.

Une coque cylindrique ou sphérique exposée à une compression enveloppante (p.ex. en cas de dépression) doit être vérifiée à la stabilité: pour cela, on s'assure que les contraintes de calcul dans la coque (compte tenu d'un coefficient de sécurité) ne sont pas supérieures aux contraintes critiques majorées par un coefficient des conditions du travail:

$$\sigma \leqslant \sigma_{cr} m. \qquad \text{(XI.6)}$$

La contrainte critique engendrée dans un voile mince sphérique par une pression extérieure uniforme $p$, normale à la surface, se calcule (pour les coques en acier 3 avec $r/\delta \leqslant 750$) par la formule

$$\sigma_{cr} = 0{,}1 \frac{E\delta}{r}. \qquad \text{(XI.7)}$$

Conformément aux Règles SNiP II-B.3-72, la stabilité d'une coque cylindrique uniformément comprimée (suivant le contour) parallèlement à ses génératrices est calculée par la formule (XI.6) dans laquelle $\sigma$ est la contrainte de calcul; la contrainte critique $\sigma_{cr}$ est prise égale à la moins grande des deux quantités

$$\sigma_{cr} = \psi^* R \qquad \text{(XI.8)}$$

ou

$$\sigma_{cr} = c \frac{E\delta}{r}, \qquad \text{(XI.9)}$$

où $R$ est la résistance de calcul; $r$, le rayon de la surface moyenne du voile; $\delta$, l'épaisseur de la coque; $E$, le module d'élasticité normal de l'acier. Les coefficients $\psi^*$ et $c$ sont tirés du tableau XI.1.

En cas de flexion simple d'une coque cylindrique ou de sa compression excentrée parallèle aux génératrices, les contraintes calculées suivant les formules (XI.8) sont à multiplier par $1 + 0{,}1\,(1 - \sigma_1'/\sigma_1)$,

*Tableau XI.1*

**Coefficients $\psi^*$ et $c$**

| Classe d'acier | $r/\delta$ | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 25 | 50 | 100 | 200 | 300 | 400 | 600 | 800 | 1000 | 1500 | 2500 |
| | *Coefficients $\psi^*$* | | | | | | | | | | |
| C38/23 | 0,944 | 0,902 | 0,835 | 0,72 | 0,616 | 0,515 | | | | | |
| C44/29 et C46/33 | 0,937 | 0,892 | 0,812 | 0,665 | 0,528 | | | | | | |
| C52/40 | 0,93 | 0,883 | 0,789 | 0,61 | 0,44 | | | | | | |
| C60/45 | 0,927 | 0,876 | 0,775 | 0,578 | — | | | | | | |
| | *Coefficients $c$* | | | | | | | | | | |
| Toute classe | — | 0,3 | 0,22 | 0,18 | 0,16 | 0,14 | 0,11 | 0,09 | 0,08 | 0,07 | 0,06 |

où $\sigma_1'$ est la contrainte minimale à l'extrémité opposée du diamètre (la contrainte de traction est affectée de signe négatif).

Une barre tubulaire est assimilée à une barre comprimée ou comprimée et fléchie d'élancement $\overline{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E} \geqslant 0{,}65$, qui présente un rapport $r/\delta$ ne dépassant pas les limites indiquées au tableau XI.2.

*Tableau XI.2*

**Rapport $r/\delta$ maximal admissible**

| Classe d'acier | C38/23 | C44/29, C46/33 | C52/40 | C60/45 | C70/60 |
|---|---|---|---|---|---|
| $r/\delta \leqslant$ | 100 | 85 | 75 | 70 | 65 |

Si le rapport $r/\delta$ reste inférieur à 50 pour l'acier de classe C38/23, à 45 pour C46/33 et à 40 pour C52/40, la stabilité des parois des tubes n'est pas à vérifier.

Les contraintes critiques produites dans une coque cylindrique exposée à une pression extérieure uniforme $p$ (à cause de la dépression intérieure) sont calculées par les formules

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{2\,cr} &= 0{,}55E\,(r/l)\,(\delta/r)^{3/2} \quad \text{si} \quad 0{,}5 \leqslant l/r \leqslant 10\,; \\ \sigma_{2\,cr} &= 0{,}17E\,(\delta/r)^2 \quad \text{si} \quad l/r \geqslant 20. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XI.10)}$$

Dans ces formules $l$ est la longueur de la génératrice entre les anneaux d'appui ou entre les raidisseurs circulaires.

## § 54. GAZOMÈTRES

Les gazomètres servent à stocker les gaz et à contrôler la pression du gaz distribué.

D'après la valeur de pression intérieure et la constitution, les gazomètres sont classés en deux groupes:

— gazomètres à volume constant, qui fonctionnent avec des pressions élevées: de 0,2 à 2 MPa;

— gazomètres à volume variable, secs ou à cuve d'eau, fonctionnant à une pression ne dépassant pas 0,005 MPa.

**Gazomètres à volume constant (à haute pression).** Les parcs de stockage de gaz de grande capacité sont constitués généralement de quelques dizaines ou centaines de gazomètres identiques à volume constant. La capacité d'un gazomètre isolé peut varier dans de larges limites (entre 100 et 5000 m³). Les gazomètres à volume constant peuvent être sphériques ou cylindriques. Un gazomètre sphérique permet de réaliser une économie de métal d'environ 20 % par rapport à un gazomètre cylindrique; ils sont cependant moins répandus, à cause de leur encombrement excessif et des difficultés de fabrication des tôles à double courbure (fig. XI.2).

Un gazomètre cylindrique peut être, d'après ses dimensions, de gabarit normal ou hors gabarit. Le coût d'exploitation du parc de stockage de gaz diminue si l'on utilise un petit nombre de gazomètres de forte capacité. On préfère donc des gazomètres cylindriques de grand diamètre (hors gabarit) reposant sur deux appuis ; leur défaut est d'être montés principalement au chantier, ce qui augmente le prix.

Les gazomètres de gabarit normal (pouvant être transportés à l'état fini par chemin de fer) ont un diamètre de 3,25 m (fig. XI.3). Ils peuvent être fabriqués entièrement à l'usine par soudure automatique.

Le gazomètre cylindrique est constitué d'un corps cylindrique et de deux coupoles. Le coupole peut être soudé bout à bout sur le

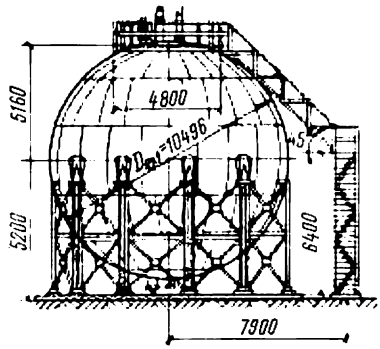



Fig. XI.2. Gazomètre sphérique hors gabarit

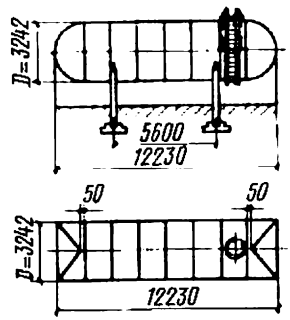



Fig. XI.3. Gazomètre de gabarit normal

cylindre, car ils ont le même plan tangent en chaque point de raccordement. Or, à cause de la différence des épaisseurs des coques sphérique et cylindrique au droit de leur raccordement, la construction subit des contraintes parasites produites par l'effet de rive : cela implique des exigences plus rigoureuses vis-à-vis de la qualité des soudures, lesquelles doivent obligatoirement être accompagnées par une reprise à l'envers. Le recouvrement des tôles aux points de raccordement varie entre 5 et 6 fois l'épaisseur $\delta$.

Les tôles constituant la partie cylindrique du gazomètre sont soudées bout à bout ou à recouvrement. La soudure bout à bout est de meilleure qualité et plus économique.

Les gazomètres verticaux sont montés sur appuis. Les appuis des gazomètres horizontaux sont dotés soit d'un anneau d'appui extérieur, soit d'un triangle de raidissage intérieur.

Pour améliorer la rigidité circulaire de la coque (résistance aux efforts agissant dans le plan des parallèles), on met quelquefois des raidisseurs : dans ces cas on doit vérifier la stabilité d'une ceinture dont la section d'aire $F$ est constituée par le raidisseur (cornière) et une bande de la paroi de largeur égale à l'écartement des raidisseurs.

La contrainte critique d'une telle ceinture est calculée par la formule

$$\sigma_{cr} = \frac{3EJ_c}{Fr^2}, \qquad \text{(XI.11)}$$

où $J_c$ est le moment d'inertie total d'une partie de la coque et du raidisseur (cornière).

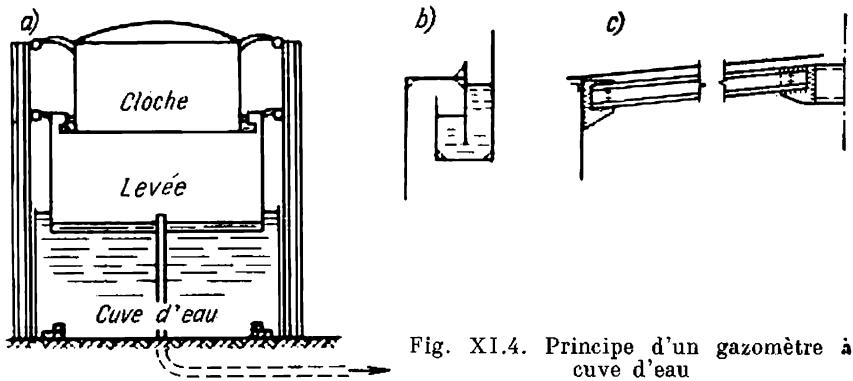



Fig. XI.4. Principe d'un gazomètre à cuve d'eau

On met généralement un raidisseur pour chaque virole (ceinture de largeur égale à celle d'une tôle, soit sensiblement 1500 mm).

**Gazomètres à volume variable (basse pression).** Ils peuvent être secs ou à cuve d'eau.

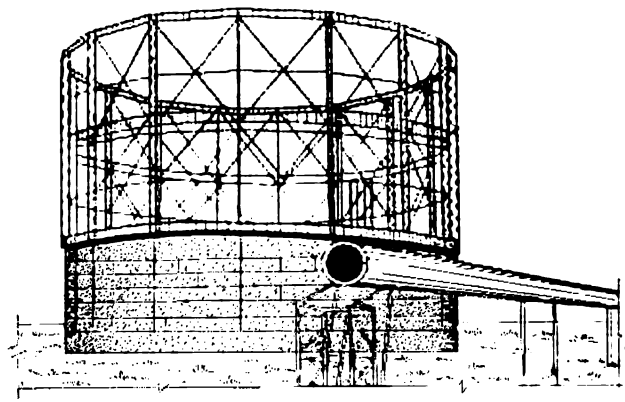


Fig. XI.5. Gazomètre à cuve d'eau à guidage vertical

Les *gazomètres à cuve d'eau* sont généralement télescopiques. La partie supérieure d'un tel gazomètre, appelée *cloche*, se soulève sous la pression du gaz en entraînant avec elle un ou plusieurs éléments annulaires intermédiaires appelés *levées* ou *lunettes* (fig. XI.4, *a*).

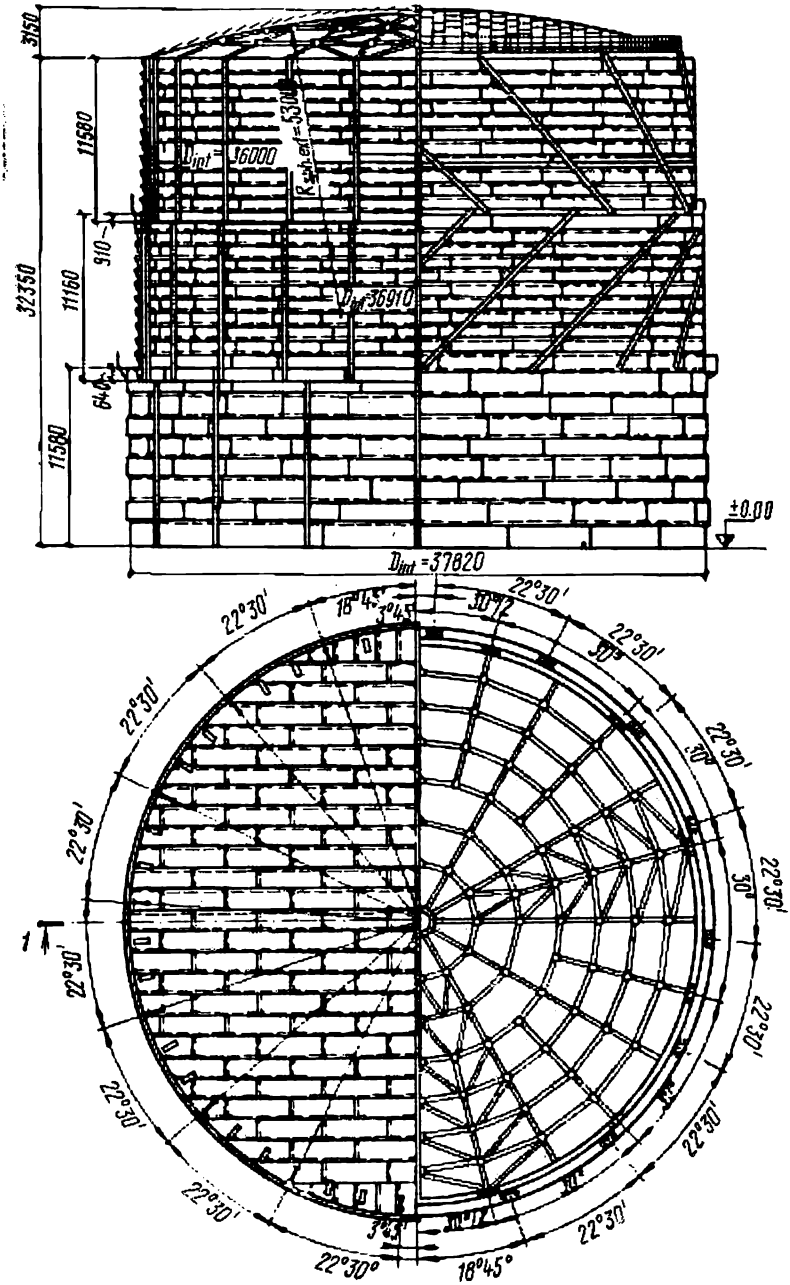



Fig. XI.6. Gazomètre à cuve d'eau à guidage hélicoïdal

La cuve d'eau constitue la partie basse du gazomètre. Le gaz amené par-dessous remplit tout le volume intérieur de l'appareil. En remontant, la cloche et la ou les levées prennent de l'eau dans leurs gorges (rebords); l'eau constitue un joint hydraulique qui s'oppose à l'échappement du gaz vers l'extérieur (fig. XI.4, *b*).

Afin d'assurer un relevage continu de la cloche et des levées et d'éviter leur coincement, on monte autour de l'appareil des poutrelles de guidage verticales qui, assemblées par des croix de Saint-André, forment une structure spatiale rigide (fig. XI.5). Elles servent de chemins de roulement aux galets fixés à l'aide des consoles sur les parties mobiles de l'appareil. En s'abaissant, les levées viennent s'appuyer sur des tympans appropriés.

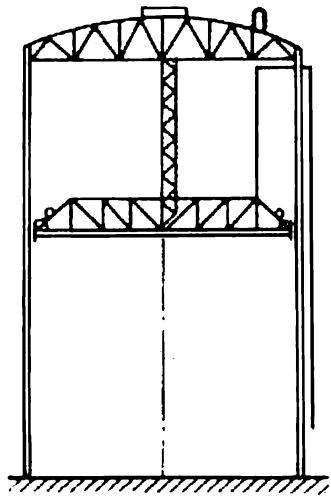


Fig. XI.7. Principe d'un gazomètre sec

La cuve est calculée pour résister à la pression de l'eau; ses parois sont donc plus fortes que celles de la levée. L'épaisseur minimale des parois est de 4 mm, celle du toit de la cloche, 2,5 à 3 mm. Le toit est constitué de tôles qu'on pose sur des arbalétriers inclinés en profilés U (fig. XI.4, *c*). Au centre, les arbalétriers concourent vers un anneau central de section en U. Les arbalétriers sont assemblés entre eux par des cornières circulaires et par un treillis disposés dans un même plan (afin de faciliter la pose des tôles de couverture).

Les gazomètres à cuve d'eau ont un volume de 100 à 30 000 m$^3$ et plus.

Dans les gazomètres à guidage hélicoïdal, les surfaces extérieures des levées et de la cloche sont équipées d'un rail profilé, posé suivant une ligne hélicoïdale d'inclinaison 45°; des galets à rebords sont fixés sur la ceinture supérieure de la cuve, ainsi que sur la tranche supérieure de chacune des levées. Grâce à l'absence de charpente spatiale (fig. XI.6), les gazomètres de ce type sont de 10 à 15 % plus légers que les appareils des autres types.

Un *gazomètre sec* représente un corps fixe avec un fond et un toit; un piston libre se déplace à l'intérieur du corps (fig. XI.7). Son volume peut varier de 10 000 à 100 000 m$^3$. Dès que le gaz arrivant par-dessous a atteint une pression déterminée, le piston se soulève; à mesure que le gaz est évacué, le piston descend sous l'effet de son poids en assurant la pression nécessaire.

Le piston mobile peut être avantageusement remplacé par une bâche en tissu caoutchouté qui améliore la fiabilité du gazomètre sec.

## § 55. RÉSERVOIRS

**Les réservoirs cylindriques verticaux de surface** à fond plat, posés sur un matelas de sable, sont largement utilisés pour le stockage des produits pétroliers.

L'évaporation des dérivés du pétrole au cours de leur stockage, qui se produit tant aux variations de température qu'au moment de remplissage et de vidange, provoque une accumulation des gaz sous

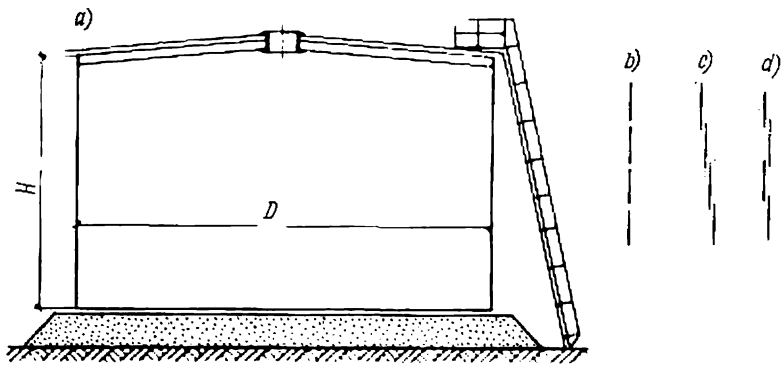



Fig. XI.8. Schéma d'un réservoir de surface

le toit et des pertes importantes. Afin de remédier aux pertes des produits pétroliers, on a mis au point des types variés de réservoirs de stockage.

Pour le stockage des produits pétroliers légers à basse tension de vapeur (kérosène, gazoline, gas-oil, etc.) et des produits de raffinage lourds et des huiles, on emploie des réservoirs de basse pression, fonctionnant à une pression interne au plus égale à 0,2 N/cm$^2$ et admettant des dépressions de 0,025 N/cm$^2$ (fig. XI.8).

Les liquides pétroliers à haute tension de vapeur (essences des différentes qualités, pétrole brut, etc.) doivent être contenus dans des réservoirs cylindriques travaillant sous pression élevée (2 à 3 N/cm$^2$), ou bien dans des réservoirs équipés d'un toit flottant ou ponton. On peut également utiliser dans ce but des réservoirs de basse pression, à condition de grouper plusieurs réservoirs au sein d'un circuit unique d'égalisation de pression doté d'un collecteur de gaz.

Comme réservoirs de basse pression, on recommande d'utiliser [52, 56] des réservoirs à toiture en panneaux d'une capacité de 100 à 5000 m$^3$. Il y a aussi des réservoirs de 10, 15 et 20 mille m$^3$ à toiture en coupole sphérique.

Les éléments constitutifs essentiels d'un réservoir de basse pression sont le fond, la paroi (corps) et le toit (couverture).

Le fond, qui repose sur une couche de sable, doit résister seulement à la compression provenant de la poussée du liquide. Par raisons constructives, on prend l'épaisseur du fond $\delta$ égale à 4 mm pour un diamètre du réservoir $D < 18$ m, $\delta = 5$ mm pour 18 m $\leqslant D \leqslant$ $\leqslant 25$ m et $\delta = 6$ mm pour $D > 25$ m. Les tôles marginales du fond sont plus fortes que les tôles centrales.

L'épaisseur de la paroi doit faire l'objet d'un calcul spécial; elle n'est jamais inférieure à 4 ou 5 mm. Dans le sens de la hauteur, les viroles peuvent s'abouter (fig. XI.8, *b*), s'emboîter (fig. XI.8, *c*) ou se chevaucher (fig. XI.8, *d*). Pour les tôles d'une épaisseur égale ou supérieure à 6 mm, le joint le plus rationnel est l'aboutement: en plus de l'économie de métal qu'il permet d'obtenir, l'aboutement des tôles se prête facilement au procédé de déroulement, procédé de fabrication des réservoirs d'un caractère industriel particulièrement avantageux.

Le toit du réservoir est formé de tôles minces ($\delta = 2{,}5$ à 3 mm) posées sur une charpente (fig. XI.9). Les panneaux en tôle peuvent soit reposer sur un montant central et sur la paroi, soit former une couverture conique autoportante à anneau central (la seconde variante est à préférer). L'emploi des panneaux de couverture préfabriqués facilite notablement le montage. Une solution rationnelle consiste à employer comme couverture des panneaux sphériques munis de poutrelles et de cornières de raidissage et des panneaux annulaires à profilés en U n° 10 ou 14. Un anneau rigide doit être prévu suivant le pourtour.

Le toit du réservoir est calculé pour résister aux deux cas de charge suivants:

a) charges et surcharges dirigées vers l'intérieur: la neige, le poids propre et la dépression interne qui peut être provoquée par un refroidissement rapide des vapeurs; la valeur de la dépression est prise égale à 0,025 N/cm$^2$;

b) surcharge dirigée vers l'extérieur: la pression des vapeurs du liquide; c'est une surpression prise égale à 0,2 N/cm$^2$.

La surpression interne peut avoir lieu au moment de remplissage; elle peut également se produire à cause de l'évaporation quand il y a peu de liquide dans le réservoir. Dans ce cas la forte pression exercée sur la couverture par-dessous risque de surmonter non seulement le poids propre du toit mais aussi celui du corps entier. Pour compenser les efforts de soulèvement éventuels, la colonne centrale est remplie de béton ou de sable si elle est creuse, et enrobée de béton à sa base si elle est en treillis. La paroi du réservoir est renforcée en l'attachant aux plaques d'ancrage en béton enterrées suivant le pourtour.

L'académicien V. Choukhov a beaucoup contribué à l'établissement des relations optimales entre les dimensions générales — hauteur $H$ et diamètre $D$ — d'un réservoir de volume donné. Les deux règles dégagées par V. Choukhov sont les suivantes:

1) si la paroi a une épaisseur variable, pour avoir la masse totale

minimale, il faut que le volume d'acier dans le fond et la couverture soit égal au volume d'acier dans la paroi ;

2) si la paroi a une épaisseur constante, pour avoir la masse totale minimale, il faut que le volume d'acier dans le fond et la couverture soit deux fois inférieur au volume d'acier dans la paroi.

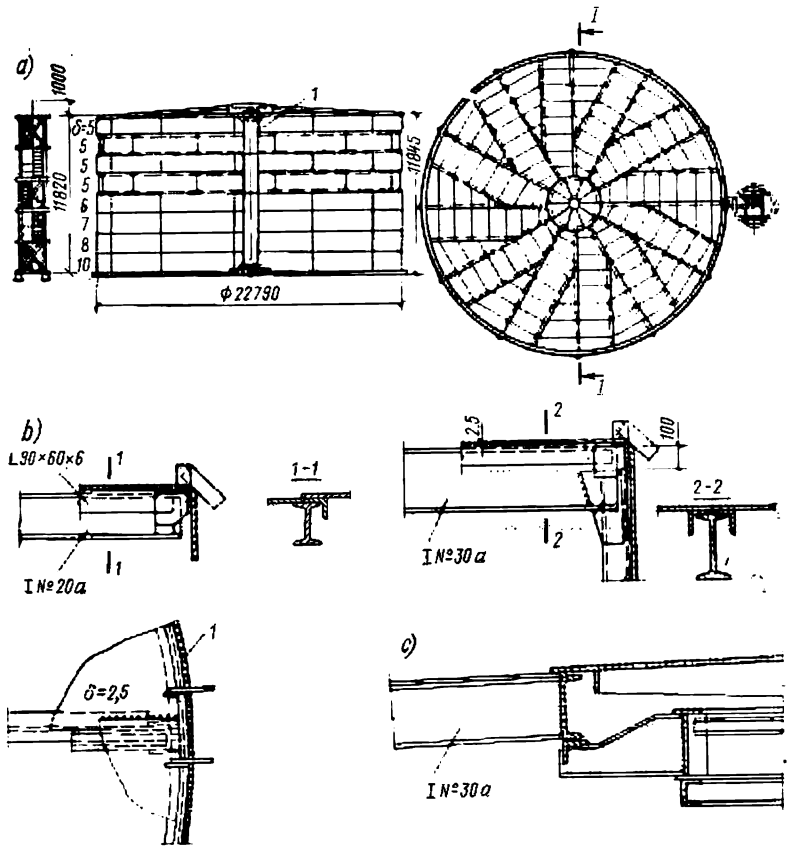



Fig. XI.9. Réservoir à basse pression de 5000 m³ à toit en panneaux préfabriqués :
*a*) coupe verticale ; *b*), *c*) détails de raccordement des panneaux

Ces règles facilitent l'étude des réservoirs de forme optimale : on a $H/D = 1/1$ à $1/4$ pour les volumes entre 100 et 600 m³ et $H/D = 1/2$ à $1/5$ pour des volumes allant jusqu'à 10 000 m³.

La hauteur du réservoir est toujours multiple de la largeur de la tôle (donc de 1400 ou 1500 mm). Un écart de 20 % par rapport à la hauteur optimale n'entraîne d'ailleurs qu'une augmentation très faible (de l'ordre de 2 %) de la masse totale. La hauteur maximale

compatible avec les normes de consommation de métal pour de gros réservoirs ($\leqslant 10\,000$ m³) est de 12 m environ (8 viroles), même si le diamètre extérieur continue à augmenter.

On voit sur la figure XI.9, *a* le schéma d'un réservoir type de 5000 m³.

Les réservoirs à basse pression avec le toit en panneaux demandent les quantités suivantes d'acier :

| Volume, m³ | 200 | 400 | 700 | 1000 | 2000 | 3000 et 5000 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Masse d'acier, kg, pour 1 m³ de volume | 38 | 33 | 25 | 24 | 21 | 20 |

La paroi du réservoir est calculée comme un voile mince cylindrique chargé en distension par la pression hydrostatique et la surpression. A une profondeur $x$ au-dessous du niveau de liquide (fig. XI.10, *a*), la pression de calcul exercée sur la paroi est

$$p_x = \gamma x n_1 + p_2 n_2,$$

où $\gamma$ est le poids spécifique de liquide ; $n_1 = 1{,}1$, le coefficient de sécurité appliqué à la pression hydrostatique ; $n_2 = 1{,}2$, le coefficient de sécurité appliqué à la surpression des gaz $p_2$.

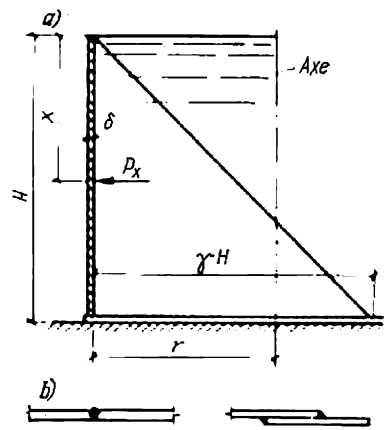



Fig. XI.10. Pour le calcul de la paroi du réservoir

La contrainte développée dans la paroi est

$$\sigma_2 = \frac{p_x r}{\delta} = \frac{(\gamma x n_1 + p_2 n_2)\, r}{\delta}. \qquad \text{(XI.12)}$$

Compte tenu du travail de la paroi au droit d'un joint vertical (cas pris en considération dans les calculs), on détermine l'épaisseur minimale à donner à la paroi par la formule

$$\delta = \frac{(\gamma x n_1 + p_2 n_2)\, r}{m R \varphi_{\text{rés}}}, \qquad \text{(XI.13)}$$

dans laquelle $\varphi_{\text{rés}}$ est un coefficient de résistance du joint, égal au rapport de la résistance de calcul du métal de la soudure à celle du métal de base ; $m$, le coefficient des conditions du travail ; on prend $m = 0{,}8$ pour le corps du réservoir.

Les joints de la paroi, verticaux comme horizontaux, peuvent être réalisés soit bout à bout, soit à recouvrement (fig. XI.10, *b*).

Le fond plat du réservoir de surface est confectionné à partir de tôles soudées pour former des bandes qu'on assemble par soudure à recouvrement (fig. XI.11, *a*) ou bout à bout.

La jonction bout à bout de la paroi et du fond (fig. XI.11, *b*) demande une surface lisse au bord du fond, suivant le pourtour. On

coupe donc les tronçons des soudures à recouvrement entre les tôles marginales de 250 à 300 mm et l'on rebat les bords des tôles marginales supérieures au ras des bords des tôles inférieures, après quoi on met une garniture sous le joint (fig. XI.11, *a*, détail *A*); un jeu de

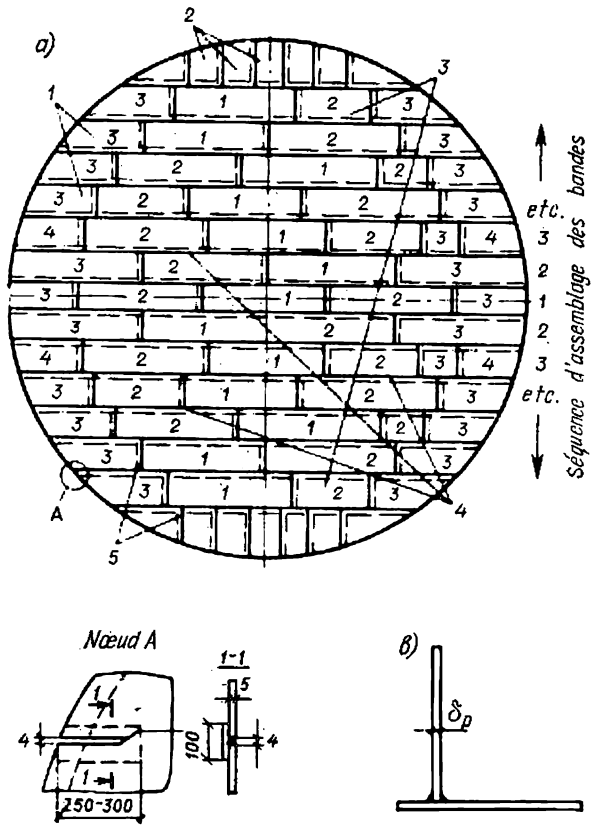



Fig. XI.11. Fond du réservoir:
*1* — tôle marginale posée en long; *2* — tôle marginale posée en travers; *3* — bande extrême; *4* — recouvrement normal (40 mm); *5* — recouvrement large (80 mm)

4 mm est nécessaire pour permettre le retrait de la soudure. Des points comme celui-ci doivent être l'objet d'une vérification particulièrement rigoureuse après le soudage.

Dans la virole basse de la paroi, à une hauteur $x = \pi s/4$ au-dessus du fond, on voit se produire un moment de rive (fig. XI.1, *d* et XI.12)

$$M_1 = 0{,}1Hyr\delta,$$

où $s = 0{,}78\sqrt{r\delta}$ est une caractéristique du voile mince; $r$ et $\delta$ sont le rayon et l'épaisseur du voile.

Ce moment de rive est calculé en supposant que le fond est flexible, c'est-à-dire en négligeant l'encastrement de la paroi. La contrainte est vérifiée à l'aide de la formule

$$\sigma = T_1/\delta + 6M_1/\delta^2 \leqslant Rm.$$

Le procédé de fabrication des réservoirs par déroulement consiste à juxtaposer des tôles larges de 1,5 m posées à plat et à les assembler par soudure bout à bout suivant le bord longitudinal de manière à en faire des bandes de grande largeur et longueur (fig. XI.13,*a*). Ensuite on ajoute à la bande des sections entières en les assemblant par un joint transversal et, à mesure que la bande se rallonge, on l'enroule sur elle-même. Ce procédé convient pour la fabrication de la paroi et du fond.

Fig. XI.12. Effet de rive manifesté au cours d'un essai du réservoir

Le procédé décrit est mis en œuvre à l'aide des bancs à deux niveaux permettant le soudage des deux côtés; on peut donc souder des tôles minces ($\delta \leqslant 6$ mm) à recouvrement et pratiquer le soudage à plat des deux côtés (fig. XI.13, *b*). La figure XI.14 montre quelques éléments préfabriqués en usine d'un réservoir type de 5000 m³, dont les dimensions permettent leur transport par chemin de fer.

Le procédé de déroulement convient pour des épaisseurs de 4 à 12 mm (quoique le déroulement devient assez difficile avec une épaisseur de 14 mm). Une bande large jusqu'à 12 m (c'est la largeur du banc) est mise en rouleau de 2,3 à 3,2 m de diamètre (fig. XI.13, *b*). Il existe actuellement un banc de 18 m de large.

Sur le site, le rouleau est mis verticalement et déroulé. Le joint de la paroi est exécuté à recouvrement. Après avoir déroulé les deux rouleaux du fond, on les assemble avec un recouvrement et l'on fait la soudure d'un seul côté, sans reprise à l'invers. Ce joint fera l'objet d'un contrôle particulier. Afin de préserver le fond contre la corrosion, le matelas de sable sera recouvert d'une couche de bitume.

Les réservoirs à basse pression peuvent être dotés d'un toit en tôles de 2,5 à 3 mm d'épaisseur suspendues aux poteaux qui s'élèvent de 1,5 à 2 m au-dessus du corps.

**Les réservoirs à haute pression** [2] servent au stockage des produits pétroliers facilement évaporables. On voit sur la figure XI.15, *a* le schéma d'un réservoir vertical à toit sphéroïdal. L'utilisation des lobes cylindriques isolés de 4 à 6 mm d'épaisseur présentant un rayon de courbure unique facilite le cintrage tout en permettant d'obtenir la couverture en forme d'une surface de révolution. Le toit est assemblé à la paroi par l'intermédiaire d'un plat horizontal. Les ré-

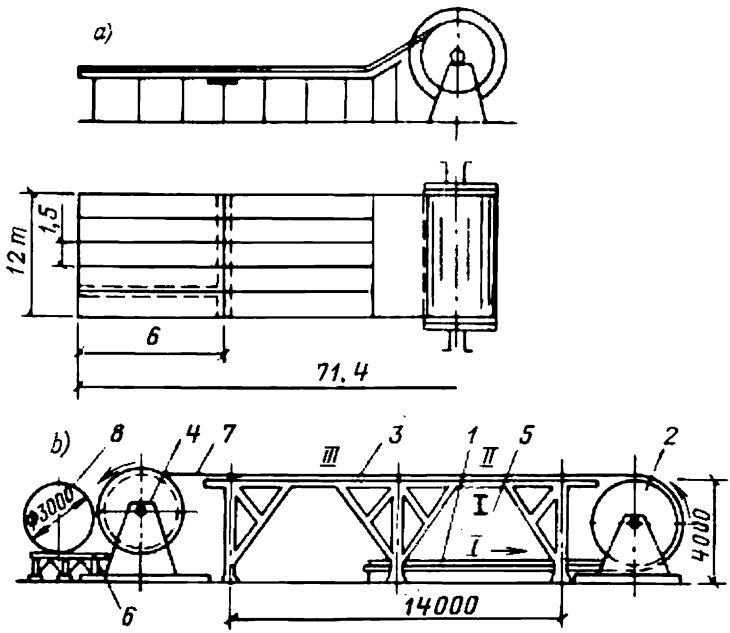



Fig. XI.13. Equipements de soudage pour le procédé de fabrication des réservoirs par déroulement:

*a*) banc à un niveau avec fixation magnétique; *b*) banc à deux niveaux: *1* — premier niveau; *2* — tambour fou; *3* — second niveau; *4* — enrouleur; *5* — monorail; *6* — support du rouleau prêt; *7* — bande de paroi; *8* — rouleau prêt; *I, II, III* — postes d'alignement, de soudage et de contrôle des bandes

servoirs de ce type sont prévus pour une surpression interne de 16 000 à 20 000 Pa et une dépression de 500 Pa.

Le réservoir vertical représenté sur la figure XI.15, *b* possède un toit sphérique constitué par des panneaux de platelage plans posés sur une charpente de barres en forme de coupole sphérique. Pour faciliter le montage et éviter des soudures au plafond, le toit est raccordé à la paroi au moyen de cornières à ailes largement ouvertes. Ces réservoirs sont calculés pour une pression interne de 10 000-15 000-20 000 Pa et une dépression de 1000 Pa. La stabilité de la paroi exposée à une dépression est garantie par des ceintures de rigidité espacées de 2 m.

Pour les gros réservoirs à surpression de l'ordre de 4 N/cm², on adopte une forme en goutte (voile d'égale résistance) montrée sur la figure XI.16.

Les réservoirs surélevés sont montés le plus souvent sur des châteaux d'eau. Ils ont un volume de 100 à 3000 m³. Leur particularité principale réside dans la forme du fond, qui représente une

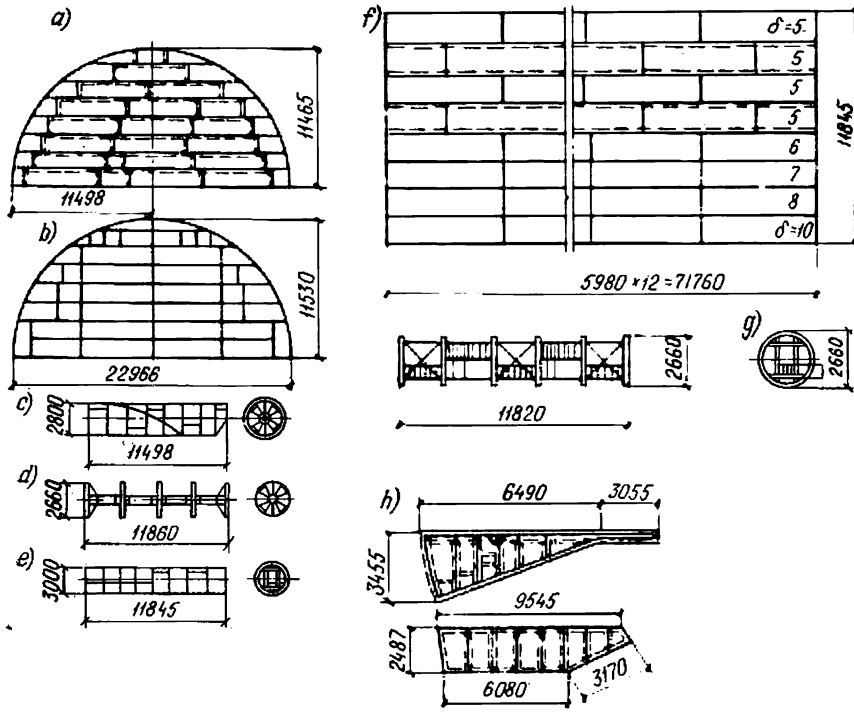



Fig. XI.14. Eléments préfabriqués d'un réservoir de 5000 m³:
*a*) fond à tôles marginales droites; *b*) variante du fond soudé sur un banc magnétique; c) fond mis en rouleau; *d*) colonne centrale; *e*) paroi mise en rouleau; *f*) vue développée de la paroi; g) échelle de visite; *h*) panneaux de toit

structure suspendue en voile mince de révolution, simple ou complexe. Un fond plat s'avère peu rationnel dans ces conditions, car il doit être soutenu par une poutraison puissante travaillant en flexion.

## § 56. SILOS

On distingue des silos en pyramide à parois planes, des silos souples et des silos ronds.

La figure XI.17, *a* représente un silo double en pyramide. Il est constitué d'une paroi et d'une charpente formée de poutres vertica-

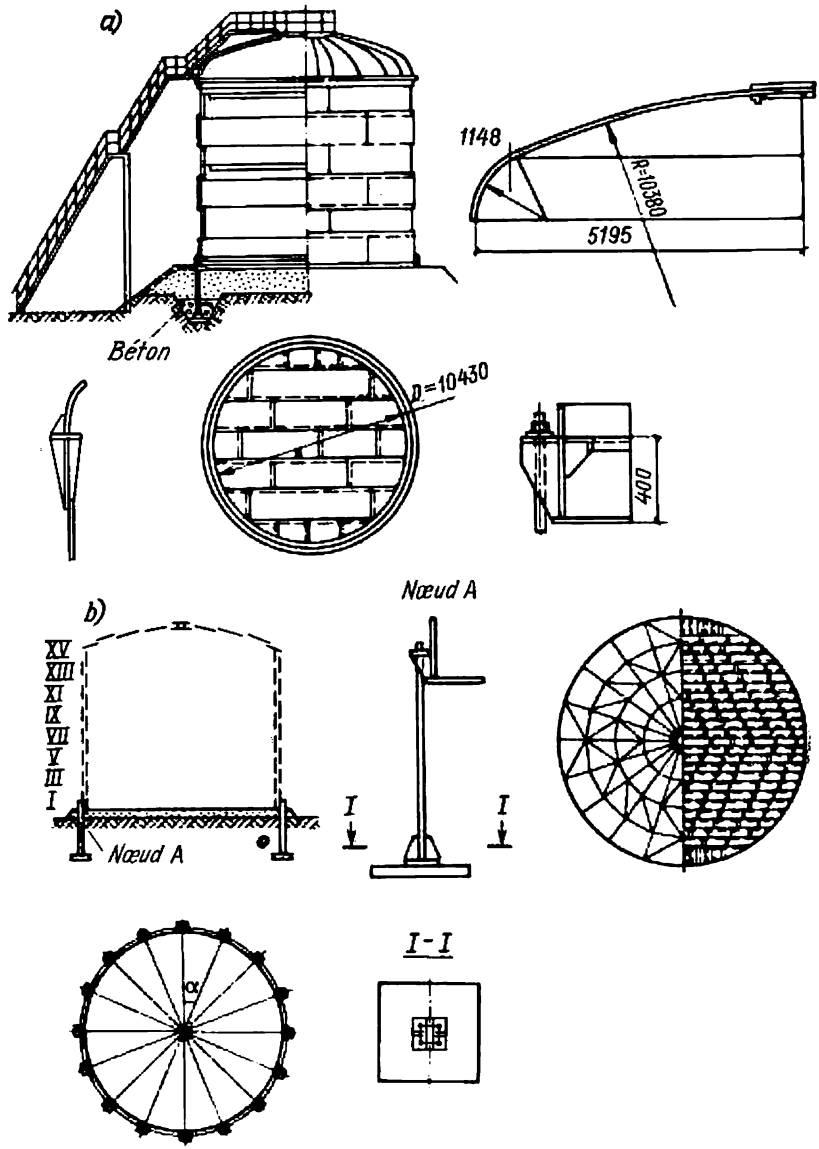



Fig. XI.15. Réservoirs cylindriques verticaux à pression élevée:
*a*) à toit sphéroïdal; *b*) à toit sphérique

les et de nervures cornières sur lesquelles viennent s'appuyer des cornières de rigidité. Les parois sont constituées par une tôle épaisse de 8 mm au minimum. Exposée à la pression de la matière pulvérulente ou granulée, la paroi travaille à la flexion sur une portion comprise entre les raidisseurs voisins. La pression verticale de calcul qui

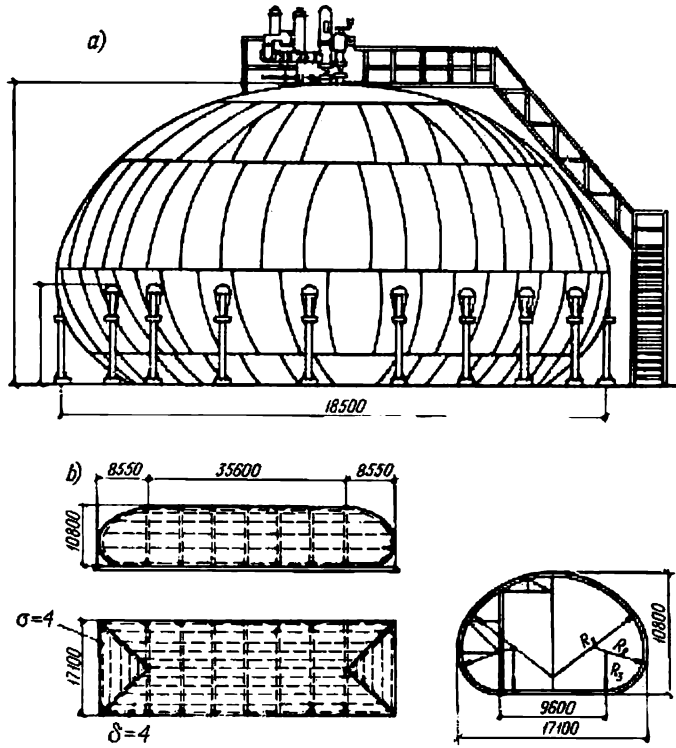



Fig. XI.16. Réservoirs en forme de goutte:
*a*) avec appui équatorial; *b*) cylindrique

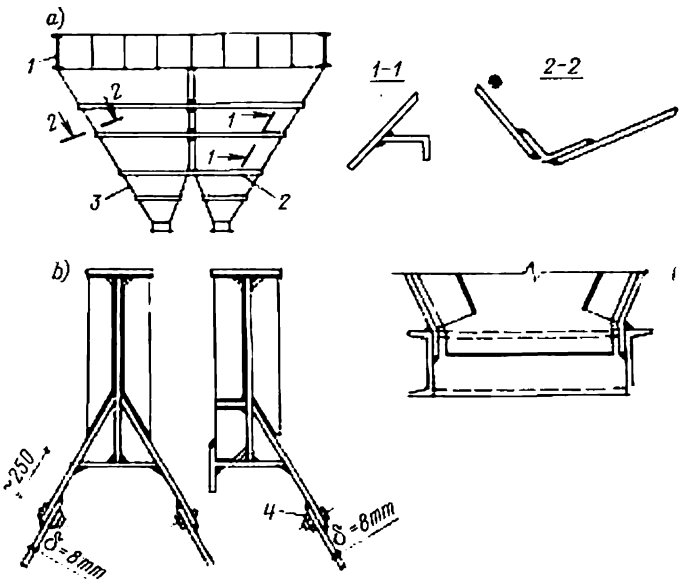



Fig. XI.17. Silo double en pyramide et ses détails:
*1* — poutre verticale; *2* — raidisseurs; *3* — nervures cornières; *4* — boulons d'assemblage de 18 à 20 mm de diamètre montés sur le chantier à intervalle de 400 à 500 mm

sollicite la tôle de la paroi à une profondeur $x$ au-dessous du niveau de la matière pulvérulente (granulée) est

$$q_x = \gamma x n, \qquad \text{(XI.14)}$$

où $\gamma$ est le poids spécifique de la matière ; $n \geqslant 1{,}2$ est un coefficient de sécurité.

La poussée horizontale à la même profondeur est

$$q_y = \gamma x n \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2), \qquad \text{(XI.15)}$$

où $\varphi$ est l'angle de frottement de la matière sur elle-même qu'on trouve dans les tables.

Les raccordements de la paroi aux poutres et le goulot de remplissage sont montrés sur la figure XI.17, *b*. Une vanne est fixée sur le profilé en U ou en L du goulot.

Les silos souples sont utilisés pour le stockage des grands volumes de matières. Ils ont la forme d'un voile mince parabolique suspendu, travaillant essentiellement en traction.

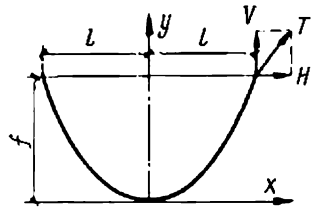


Fig. XI. 18. Pour le calcul d'un silo souple

La funiculaire de ce silo a pour équation

$$y = \frac{f}{2l^2}(3x^2 - x^3/l). \qquad \text{(XI.16)}$$

L'aire de section du silo (fig. XI.18) est

$$F = \frac{5}{4} lf. \qquad \text{(XI.17)}$$

L'ordonnée maximale sous charge (suivant l'axe de symétrie) est

$$P_{\max} = \frac{5}{4} f \gamma n, \qquad \text{(XI.18)}$$

où $n$ est un coefficient de sécurité.

Les composantes de la réaction aux points de suspension sont

$$H = \frac{P_{\max} l^2}{3f}; \quad V = \frac{P_{\max} l}{2}. \qquad \text{(XI.19)}$$

L'effort de traction total rapporté à l'unité de longueur du silo constitue, au droit d'attache des poutres,

$$T = \sqrt{H^2 + V^2} = F\gamma n \sqrt{\frac{l^2}{9f^2} + \frac{1}{4}}. \qquad \text{(XI.20)}$$

L'épaisseur à donner à la paroi du silo est calculée en fonction de l'effort déterminé ci-dessus. Tous les éléments constitutifs du silo sont assemblés par soudure bout à bout. Si la longueur du silo est importante, on met des diaphragmes transversaux rigides intermédiaires ; les composantes horizontales $H$ de la réaction sont reprises entre ces diaphragmes par une poutre ou une ferme horizontale.

# BIBLIOGRAPHIE


1. **Абаринов А. А., Петров В. П.** Технология изготовления металлических конструкций. М., «Высшая школа», 1969.
2. **Ашкинази М. И.** Резервуары со сфероцилиндрической крышей. М., Гостоптехиздат, 1960.
3. **Балдин В. А., Геммерлинг А. В., Трофимов В. И.** Экспериментальное исследование упругопластической работы малоуглеродистой стали при простом и сложном нагружениях.— В кн.: Исследования по стальным конструкциям. М., Гос. изд-во лит. по стр-ву и архитектуре, 1956.
4. **Belenya E.,** Prestressed load-carrying steel structural members, M., Mir Publishers, 1977.
5. **Броуде Б. М.** Предельные состояния стальных балок. М., Госстройиздат, 1953.
6. **Броуде Б. М.** Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. М., Машстройиздат, 1949.
7. **Варвак П. М.** Развитие и применение метода сеток к расчету плит. Киев, изд-во АН УССР, 1952.
8. **Васильев А. А.** Оптимальные параметры стальных балок с однократным предварительным напряжением.— «Строительная механика и расчет сооружений», 1961, № 1.
9. **Вахуркин В. М.** Наивыгоднейшая форма двутавровых балок.— «Бюллетень строительной техники», 1949, № 21.
10. **Веденников Г. С.** Некоторые вопросы оптимальной конструктивной формы стальной предварительно-напряженной балки.— «Научные доклады высшей школы. Строительство», 1958, № 1.
11. **Власов В. З.** Тонкостенные упругие стержни. М., Стройиздат, 1940.
12. **Вольмир А. С.** Устойчивость деформируемых систем. Изд. 2-е. М., «Наука», 1967.
13. **Гайдаров Ю. В.** Предварительно-напряженные металлические конструкции. М., Стройиздат, 1971.
14. **Гибшман Е. Е.** Проектирование металлических мостов. М., «Транспорт», 1969.
15. **Hilbert D., Cohn-Vossen S.** Anschauliche Geometrie, Berlin, Verlag von J. Springer, 1932.
16. **Гусенков А. П.** Свойства диаграмм циклического деформирования при нормальных температурах.— В сб.: «Сопротивление, деформирование и разрушение при малом числе циклов нагружения». М., Наука, 1967, с. 34-63.
17. **Иммерман А. Г., Гукова М. И.** О расчете узлов сварных ферм.— «Промышленное строительство», 1973, № 4.
18. **Иммерман А. Г., Мелкумян Б. Г.** Результаты экспериментального исследования узлов сварных ферм.— «Промышленное строительство», 1972, № 1.

19. **Инструкция** по проектированию предварительно-напряженных стальных конструкций. М., Госстройиздат, 1963.
20. **Качанов Л. М.** Основы механики разрушения. М., «Наука», 1974, с. 310.
21. **Качурин В. К.** Статический расчет вантовых систем. М., Стройиздат, 1969.
22. **Кикин А. И., Васильев А. А., Кошутин Б. Н.** Повышение долговечности конструкций промышленных зданий. М., Стройиздат, 1969.
23. **Корноухов Н. В.** Прочность и устойчивость стержневых систем. М., Стройиздат, 1949.
24. **Лампси Б. Б.** Некоторые вопросы усталостной прочности стали. М., Машгиз, 1953.
25. **Ларионов В. В., Муханов К. К., Махутов Н. А., Махов А. П.** О скорости роста трещин циклического нагружения различных зон сварного соединения строительных сталей.— «Сварочное производство», 1977, № 2.
26. **Лейтес С. Д.** Устойчивость сжатых стальных стержней. М., Гос. изд-во лит. по стр-ву и архитектуре, 1954, с. 193.
27. **Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Соколов А. Г.** Стальные листовые конструкции. М., Стройиздат, 1970.
28. **Лихтарников Я. М.** Металлические конструкции. Методы технико-экономического анализа при проектировании. М., Стройиздат, 1968.
29. **Мацелинский Р. Н.** Статистический расчет упругих нитей.— «Строительная механика и расчет сооружений», 1959, № 4.
30. **Мельников Н. П.** Развитие металлических конструкций. М., Стройиздат, 1965, с. 279.
31. **Металлические конструкции.** Под ред. Беленя Е. И. Изд. 5-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1976, с. 600.
32. **Металлические конструкции.** Специальный курс. Под ред. Н. С. Стрелецкого, М., Стройиздат, 1965, Авт.: Стрелецкий Н. С., Беленя Е. И., Веденников Г. С., Лессиг Е. Н., Муханов К. К.
33. **Махутов Н. А.** Сопротивление элементов конструкций хрупкому разрушению. М., «Машиностроение», 1973.
34. **Musschelischwili N. I.** Einige Grundaufgaben zur mathematischen Elastizitätstheorie. Leipzig, Fachbuchverl., 1971.
35. **Муханов К. К., Васильев А. А., Фармаковский С. В.** Вопросы методики проектирования типовых металлических конструкций промышленных сооружений.— «Труды МИСИ», 1962, № 43 (Сборник посвященный 75-летию проф. Н. С. Стрелецкого).
36. **Муханов К. К., Демидов Н. Н.** Метод расчета структурных конструкций, рациональных по весу.— «Строительная механика и расчет сооружений», 1975, № 1.
37. **Муханов К. К., Иммерман А. Г., Гукова М. И.** К определению напряжений в местах их концентрации в узловых фасонках ферм.— «Известия вузов. Сер. Стр-во и архитектура», 1974, № 4.
38. **Муханов К. К., Ларионов В. В., Махутов Н. А., Махов А. П.** К расчету долговечности циклических нагружаемых стальных конструкций.— «Промышленное строительство», 1976, № 4.
39. **Муханов К. К., Ларионов В. В., Ханухов Х. М.** Метод оценки несущей способности сварных стальных конструкций при малоцикловом нагружении. Сборник № 17 «Расчеты прочности», изд. «Машиностроение», 1976, с. 259-284.
40. **Николаев Г. А.** Сварные конструкции и соединения. М., Машгиз, 1957.
41. **Новожилов В. В.** Теория тонких оболочек. М., Судпромгиз, 1962.
42. **Parton V., Morozov E.** Elastic-plastic Fracture Mechanics. M., Mir Publishers, 1977.
43. **Пешковский О. И.** Технология изготовления металлических конструкций. М., Стройиздат, 1971.
44. **Попов С. А.** Алюминиевые строительные конструкции. М., «Высшая школа», 1969.
45. Правила устройства и безопасности эксплуатации грузоподъемных кранов, утвержденные Госгортехнадзором СССР, М., «Металлургия», 1977.

46. **Прокофьев И. П., Смирнов А. Ф.** Теория сооружений. Ч. 3. М., Трансжелдориздат, 1948.
47. Развитие методики расчета по предельным состояниям. М., Стройиздат, 1971, с. 175.
48. **Fracture**, vol. 2. Mathematical fundamentals. N.Y.-London, Acad. Press, 1968, Vol. 3. Engineering fundamentals and environmental effects. N.Y., 1971. Vol. 4. Engineering fracture design. N.Y., 1969.
49. **Ржаницын А. Р.** Устойчивость равновесия упругих систем. М., Гостехтеоретиздат, 1955, с. 475.
50. Руководство по проектированию стальных подкрановых балок. М., ЦНИИПроектстальконструкция, 1976.
51. **Савицкий Г. А.** Основы расчета радиомачт. М., Госстройиздат, 1955.
52. **Сафарян М. К., Иванцов О. М.** Проектирование и сооружение стальных резервуаров. М., Гостоптехиздат, 1961, с. 327.
53. **Серенсен С. В.** Сопротивление материалов усталостному и хрупкому разрушению. М., Атомиздат, 1975.
54. **Сильвестров А. В.** Пути повышения надежности стальных конструкций, эксплуатирующихся при низких температурах.— «Известия вузов. Сер. Стр-во и архитектура», 1970, № 11.
55. **Соколов А. Г.** Опоры линий связи. М., Госстройиздат, 1962.
56. **Сооружение** газохранилищ и нефтебаз. М., «Недра», 1973, с. 365. Авт.: Стулов Т. Т., Сафарян М. К., Афанасьев Б. А., Поповский Б. В., Иванцов О. М.
57. **Спенглер И. Е.** Экспериментальное исследование работы подкрановых балок.— «Труды МИСИ», 1950, № 7.
58. **Сперанский Б. А.** Решетчатые металлические предварительно напряженные конструкции. М., Стройиздат, 1970.
59. **Справочник** проектировщика. Расчетно-теоретический. Кн. I-я. Под ред. А. А. Уманского. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1972.
60. **Стрелецкий Н. С.** Работа стали в строительных конструкциях. Вып. I. М., Госстройиздат, 1956.
61. **Стрелецкий Н. С.** Работа сжатых стоек. Вып. 2. М., Гос. изд-во лит. по стр-ву и архитектуре, 1959, с. 280.
62. **Строительные** нормы и правила. Ч. II. Разд. В. Гл. 3. Строительные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-В. 3-72. М., Стройиздат, 1973.
63. **Строительные** нормы и правила. Ч. II. Гл. 24. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-24-74, М., Стройиздат, 1975.
64. **Timoshenko S.** Strength of materials. P. I. Princeton, Van Nostrand.
65. **Timospenko S.** Theory of elastic stability. N.Y., Mc. Graw-Hill, 1961. (en francais) Timoshenko S. Théorie de la stabilité élastique. Paris-Liege, Béranger, 1947.
66. **Timoshenko S., Woinowsky-Krieger S.** Theory of plates and shells. N.Y., McGraw-Hill, 1959.
67. **Трофимов В. И., Бегун Г. Б.** Структурные конструкции. М., Стройиздат, 1972.
68. **Трофимович В. В., Пермяков В. В.** Проектирование преднапряженных вантовых систем. Киев. «Будивельник», 1970.
69. **Feodossiev B.** Résistance des matériaux. 2e éd. M., 1976.
70. **Фридман Я. Б.** Механические свойства металлов. Т. I. 2. М.; «Машиностроение», 1974.
71. **Heckel K.** Einführung in die technische Anwendung der Bruchmechanik. Carl Hanser Verlag, München, 1970.
72. **Шапошников Н. А.**, Механические испытания металлов. М., Машгиз, 1954.
73. **Ясинский Ф. С.** Избранные работы по устойчивости сжатых стержней. М., Гостехтеоретиздат, 1952.
74. **Lederer F.** a kol. Ocelové konstrukce pozemnich staveb. Praha, 1971.

# ANNEXES

*Annexe 1*

**Charges nominales, charges de calcul, coefficients de sécurité**

| Nature de la charge | Charge nominale, kN/m² (kgf/m²) | Coefficient de sécurité $n$ | Charge de calcul, kN/m² (kgf/m²) |
|---|---|---|---|
| Poids propre des constructions . . . | Suivant projet | 1,1 (0,9) | — |
| Isolation thermique et acoustique (plaques légères et poreuses, remplissage, chapes de couverture, enduit, etc.) . . . . . | Idem | 1,2 (0,9) | — |
| **Charges exercées sur les planchers** | | | |
| Halls de gare, de théâtre, de cinéma avec couloirs et escaliers, tribunes, halles de commerce et d'exposition, musées, au moins . . . . . | 4 (400) | 1,3 | 5,2 (520) |
| Entrepôts de librairie, archives, scènes, au moins . . . . . | 5 (500) | 1,2 | 6 (600) |
| Combles (poids à ajouter au poids de l'équipement) . . . . . | 0,75 (75) | 1,4 | 1,05 (105) |
| Halles de production : | | | |
| a) poids de l'équipement (400 kgf/m² au moins pour le calcul des dalles et 300 kgf/m² au moins pour le calcul des pannes et poutres transversales) . . . . . | Suivant projet | 1,2 à 1,3 | — |
| b) poids des personnes, pièces produites, matériaux de réparation (200 kgf/m² au moins) . . . . . | Idem | 1,2 à 1,4 | — |
| **Charges diverses** | | | |
| Poids propre de l'équipement . . . | » | 1,2 | — |
| Poids des liquides . . . . . | » | 1,1 | — |
| Poids des matières pulvérulentes et granulées dans les récipients (silos, réservoirs) . . . . . | » | 1,2 | — |
| Charges des engins mobiles de manutention . . . . . | » | 1,2 | — |
| Charges des points roulants . . . . | » | 1,2 | — |

*Nota.* Pour le calcul des poutres d'étage et des linteaux, les normes permettent de minorer la surcharge en fonction de l'aire de la zone d'influence.

La surcharge exercée sur les poteaux d'un bâtiment à étages multiples peut également être diminuée par multiplication par un coefficiant de minoration qui varie entre 0,9 et 0,5 en fonction du nombre d'étages (de 1 à 9 et plus)

**Coefficient des conditions du travail *m* des éléments de charpente en acier**

| N$^{os}$ | Eléments de charpente | *m* |
|---|---|---|
| 1 | Poutres pleines et éléments comprimés des fermes de plancher sous les salles de théâtre, de conférence, de cinéma, les tribunes, les locaux de magasins, d'entrepôts de librairie, d'archives, etc. pour un poids de planchers égal ou supérieur à la surcharge . . . . . | 0,9 |
| 2 | Barres principales comprimées (sauf les éléments d'appui) du treillis des fermes de toiture et de plancher (p.ex. des fermes du comble et analogues) présentant élancement $\lambda \geqslant 60$ . . . . . | 0,8 |
| 3 | Diagonales comprimées des constructions spatiales en treillis constituées par des cornières simples soudées sur une aile : | |
| | a) treillis en N et en X à noeuds chevauchés sur les faces adjacentes . . . . . | 0,8 |
| | b) treillis en X à nœuds coïncidants sur les faces adjacentes . . . . . | 0,9 |
| | Idem, pour la fixation par un seul boulon ou rivet . . | 0,75 |
| 4 | Poutres de roulement des ponts roulants $Q \geqslant 5$ t à service dur et très dur . . . . . | 0,9 |
| 5 | Poteaux des bâtiments d'habitation, des bâtiments publiques, des châteaux d'eau . . . . . | 0,9 |
| 6 | Cornières simples comprimées attachées par une aile (pour les cornières à ailes inégales, par l'aile étroite seulement), à l'exception des cas énumérés au n$^{o}$ 3 ci-dessus et des fermes planes constituées de cornières simples . . . . . | 0,75 |

*Nota.* 1. Les coefficients indiqués sous les n$^{os}$ 2 et 3 ne s'appliquent pas aux attaches des éléments énumérés dans leurs nœuds.

2. Le coefficient *m* pour les cornières attachées par une seule aile concerne les cornières à ailes égales, ainsi que les cornières à ailes inégales attachées par l'aile étroite.

## Flèches limites des éléments fléchis

| Eléments de charpente | Flèche par rapport à la portée |
|---|---|
| Poutres de roulement et fermes : | |
| a) ponts manœuvrés à bras, poutres roulantes | 1/500 |
| b) ponts roulants électriques $Q \leqslant 50$ t | 1/600 |
| c) idem, $Q > 50$ t | 1/750 |
| Monorail | 1/400 |
| Poutres des passerelles d'un bâtiment industriel : | |
| a) en l'absence de rails de roulement : | |
| poutres maîtresses | 1/400 |
| autres poutres | 1/250 |
| b) en présence d'un chemin de roulement à voie normale | 1/600 |
| Poutres des planchers d'étage : | |
| a) poutres d'étage | 1/400 |
| b) solives, etc. | 1/250 |
| Poutres de toiture et de comble : | |
| a) poutres maîtresses | 1/250 |
| b) pannes | 1/200 |
| Eléments d'un pan de fer : | |
| a) montants, traverses | 1/300 |
| b) pans vitrés (sens vertical et horizontal) | 1/200 |

*Nota.* 1. Les flèches sont calculées sans tenir compte du coefficient dynamique.
2. En présence d'un enduit, la flèche des poutres des planchers due uniquement à la surcharge ne doit pas excéder 1/350 de la portée.

*Annexe 4*

## Déplacements limites des poteaux sous l'action des ponts roulants

| Nature de la déformation | Déplacement maximal |
|---|---|
| Déplacement des poteaux d'un bâtiment équipé de ponts roulants à service très dur : | |
| a) dans le sens transversal : | |
| schéma de calcul bidimensionnel . . . . . | $1/2500H$ |
| schéma tridimensionnel . . . . . | $1/4000H$ |
| b) dans le sens longitudinal . . . . . | $1/4000H$ |
| Déplacement des poteaux d'une estacade ouverte sous pont dans le sens transversal et longitudinal . . . . . | $1/4000H$ |
| Flèche horizontale des poutres-freins (fermes) équipant un pont à service très dur . . . . . | $1/2000L$ |

*Désignations* : $H$, hauteur du poteau entre la tranche inférieure du pied (sabot) et la tranche supérieure du rail de roulement du pont ; $L$, portée de la poutre-frein (espacement des poteaux).

*Nota.* Le déplacement du poteau (à hauteur de la membrure supérieure de la poutre de roulement) et la flèche de la poutre-frein sont calculées pour l'action des forces de freinage transversales du pont le plus lourd de tous les ponts équipant le bâtiment ou l'estacade.

*Annexe 5*

## Coefficient de flambement φ d'un élément en acier à compression centrée

| Elancement λ de l'élément | Classe de résistance de l'acier | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | C38/23 | C44/29 | C46/33 | C52/40 | C60/45 | C70/60 | C85/75 |
| 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 10 | 0,988 | 0,987 | 0,986 | 0,985 | 0,984 | 0,983 | 0,982 |
| 20 | 0,97 | 0,968 | 0,965 | 0,962 | 0,956 | 0,953 | 0,95 |
| 30 | 0,943 | 0,935 | 0,932 | 0,927 | 0,916 | 0,909 | 0,903 |
| 40 | 0,905 | 0,982 | 0,888 | 0,878 | 0,866 | 0,852 | 0,838 |
| 50 | 0,867 | 0,843 | 0,837 | 0,823 | 0,81 | 0,79 | 0,76 |
| 60 | 0,82 | 0,792 | 0,78 | 0,764 | 0,74 | 0,7 | 0,66 |
| 70 | 0,77 | 0,73 | 0,71 | 0,682 | 0,65 | 0,61 | 0,558 |
| 80 | 0,715 | 0,66 | 0,637 | 0,604 | 0,57 | 0,518 | 0,432 |
| 90 | 0,67 | 0,592 | 0,563 | 0,523 | 0,482 | 0,412 | 0,343 |
| 100 | 0,582 | 0,515 | 0,482 | 0,437 | 0,396 | 0,336 | 0,288 |
| 110 | 0,512 | 0,44 | 0,413 | 0,37 | 0,325 | 0,273 | 0,23 |
| 120 | 0,448 | 0,383 | 0,35 | 0,315 | 0,273 | 0,23 | 0,192 |
| 130 | 0,397 | 0,33 | 0,302 | 0,264 | 0,232 | 0,196 | 0,164 |
| 140 | 0,348 | 0,285 | 0,256 | 0,228 | 0,198 | 0,168 | 0,142 |
| 150 | 0,305 | 0,25 | 0,226 | 0,198 | 0,173 | 0,148 | 0,123 |
| 160 | 0,27 | 0,22 | 0,2 | 0,176 | 0,153 | 0,13 | 0,108 |
| 170 | 0,24 | 0,195 | 0,178 | 0,156 | 0,137 | 0,116 | 0,096 |
| 180 | 0,216 | 0,175 | 0,16 | 0,139 | 0,122 | 0,102 | 0,086 |
| 190 | 0,196 | 0,158 | 0,142 | 0,126 | 0,108 | 0,092 | 0,077 |
| 200 | 0,175 | 0,142 | 0,129 | 0,112 | 0,098 | 0,082 | 0,069 |
| 210 | 0,16 | 0,13 | 0,118 | 0,102 | 0,089 | 0,075 | 0,063 |
| 220 | 0,146 | 0,119 | 0,108 | 0,093 | 0,081 | 0,068 | 0,057 |

*Nota.* Elancement de l'élément $\lambda = l/r$, où $l$ est la longueur de flambement ; $r$, le rayon de giration.

**Coefficients $\varphi^{exc}$ pour la vérification des barres d'acier à âme pleine, soumises à la compression excentrée (barres comprimées et fléchies), au flambement dans le plan d'action du moment confondu avec le plan de symétrie**

| Elancement fictif | Excentricité réduite $m_1$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\bar{\lambda}$ | 0,1 | 0,25 | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,25 | 1,5 | 1,75 | 2 | 2,5 | 3 | 3,5 | 4 | 4,5 | 5 | 5,5 | 6 | 6,5 | 7 | 8 | 9 | 10 | 12 |
| 0,5 | 967 | 922 | 850 | 782 | 722 | 669 | 620 | 577 | 538 | 469 | 417 | 370 | 337 | 330 | 280 | 260 | 230 | 222 | 210 | 183 | 164 | 150 | 125 |
| 1 | 925 | 854 | 778 | 711 | 653 | 600 | 563 | 520 | 484 | 427 | 382 | 341 | 307 | 283 | 259 | 240 | 225 | 209 | 196 | 175 | 157 | 142 | 122 |
| 1,5 | 875 | 804 | 716 | 647 | 593 | 548 | 507 | 470 | 439 | 388 | 347 | 312 | 283 | 262 | 240 | 223 | 207 | 195 | 182 | 163 | 148 | 134 | 114 |
| 2 | 813 | 742 | 653 | 587 | 536 | 495 | 457 | 425 | 397 | 352 | 315 | 286 | 260 | 240 | 222 | 206 | 193 | 182 | 170 | 153 | 138 | 125 | 107 |
| 2,5 | 742 | 672 | 587 | 526 | 480 | 442 | 410 | 383 | 357 | 317 | 287 | 262 | 238 | 220 | 204 | 190 | 178 | 168 | 158 | 144 | 130 | 118 | 101 |
| 3 | 667 | 597 | 520 | 465 | 425 | 395 | 365 | 342 | 320 | 287 | 260 | 238 | 217 | 202 | 187 | 175 | 166 | 156 | 147 | 135 | 123 | 112 | 096 |
| 3,5 | 587 | 522 | 455 | 408 | 375 | 350 | 325 | 303 | 287 | 258 | 233 | 216 | 198 | 183 | 172 | 162 | 153 | 145 | 137 | 125 | 115 | 108 | 091 |
| 4 | 505 | 447 | 394 | 356 | 330 | 309 | 289 | 270 | 256 | 232 | 212 | 197 | 181 | 168 | 158 | 149 | 140 | 135 | 127 | 118 | 108 | 098 | 087 |
| 4,5 | 418 | 382 | 342 | 310 | 288 | 272 | 257 | 242 | 229 | 208 | 192 | 178 | 165 | 155 | 146 | 137 | 130 | 125 | 118 | 110 | 101 | 093 | 082 |
| 5 | 354 | 326 | 295 | 273 | 253 | 239 | 225 | 215 | 205 | 188 | 175 | 162 | 150 | 143 | 135 | 126 | 120 | 117 | 111 | 103 | 095 | 088 | 077 |
| 5,5 | 302 | 280 | 255 | 240 | 224 | 212 | 200 | 192 | 184 | 170 | 158 | 148 | 138 | 132 | 124 | 117 | 112 | 108 | 104 | 095 | 089 | 084 | 073 |
| 6 | 258 | 244 | 223 | 210 | 198 | 190 | 178 | 172 | 166 | 153 | 145 | 137 | 128 | 120 | 115 | 109 | 104 | 100 | 096 | 089 | 084 | 079 | 069 |
| 6,5 | 223 | 213 | 196 | 185 | 176 | 170 | 160 | 155 | 149 | 140 | 132 | 125 | 117 | 112 | 106 | 101 | 097 | 094 | 089 | 083 | 080 | 074 | 066 |
| 7 | 194 | 186 | 173 | 163 | 157 | 152 | 145 | 141 | 136 | 127 | 121 | 115 | 108 | 102 | 098 | 094 | 091 | 087 | 083 | 078 | 074 | 070 | 063 |
| 8 | 152 | 146 | 138 | 133 | 128 | 121 | 117 | 115 | 113 | 106 | 100 | 095 | 091 | 087 | 083 | 081 | 078 | 076 | 074 | 068 | 065 | 062 | 056 |
| 9 | 122 | 117 | 112 | 107 | 103 | 100 | 098 | 096 | 093 | 088 | 085 | 082 | 079 | 075 | 072 | 069 | 066 | 065 | 064 | 061 | 058 | 055 | 051 |
| 10 | 100 | 097 | 093 | 091 | 090 | 085 | 081 | 080 | 079 | 075 | 072 | 070 | 069 | 065 | 062 | 060 | 059 | 058 | 057 | 055 | 052 | 049 | 045 |
| 11 | 083 | 079 | 077 | 076 | 075 | 073 | 071 | 069 | 068 | 063 | 062 | 061 | 060 | 057 | 055 | 053 | 052 | 051 | 050 | 048 | 046 | 044 | 041 |
| 12 | 069 | 067 | 064 | 063 | 062 | 060 | 059 | 059 | 058 | 055 | 054 | 053 | 052 | 051 | 050 | 049 | 048 | 047 | 046 | 044 | 042 | 040 | 038 |

*Nota.* 1. Les valeurs de $\varphi^{exc}$ citées au tableau sont multipliées par 1000.

2. La valeur de $\bar{\lambda}$ est calculée par la formule $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E}$.

3. Les valeurs de $\varphi^{exc}$ ne doivent pas être supérieures aux valeurs de $\varphi$ citées en Annexe 5.

**Coefficients $\varphi^{exc}$ pour la vérification des barres d'acier en treillis, soumises à la compression excentrée (barres comprimées et fléchies), au flambement dans le plan d'action du moment confondu avec le plan de symétrie**

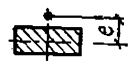
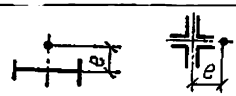
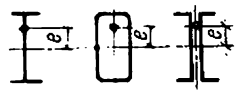
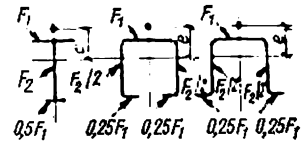
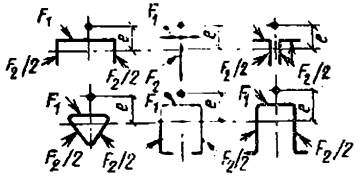
| Elancement fictif réduit | Excentricité relative $m_1$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\bar{\lambda}_{réd}$ | 0,1 | 0,25 | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,25 | 1,5 | 1,75 | 2 | 2,5 | 3 | 3,5 | 4 | 4,5 | 5 | 5,5 | 6 | 6,5 | 7 | 8 | 9 | 10 | 12 |
| 0,5 | 908 | 800 | 666 | 571 | 500 | 444 | 400 | 364 | 333 | 286 | 250 | 222 | 200 | 182 | 167 | 154 | 143 | 133 | 125 | 111 | 100 | 091 | 077 |
| 1 | 872 | 767 | 640 | 553 | 483 | 431 | 387 | 351 | 328 | 280 | 243 | 218 | 197 | 180 | 165 | 151 | 142 | 131 | 121 | 109 | 098 | 090 | 077 |
| 1,5 | 830 | 727 | 600 | 517 | 454 | 407 | 367 | 336 | 311 | 271 | 240 | 211 | 190 | 178 | 163 | 149 | 137 | 128 | 119 | 108 | 096 | 088 | 077 |
| 2 | 774 | 673 | 596 | 479 | 423 | 381 | 346 | 318 | 293 | 255 | 228 | 202 | 183 | 170 | 156 | 143 | 132 | 125 | 117 | 106 | 095 | 086 | 076 |
| 2,5 | 708 | 508 | 507 | 439 | 391 | 354 | 322 | 297 | 274 | 238 | 215 | 192 | 175 | 162 | 148 | 136 | 127 | 120 | 113 | 103 | 093 | 083 | 074 |
| 3 | 637 | 545 | 455 | 399 | 356 | 324 | 296 | 275 | 255 | 222 | 201 | 182 | 165 | 153 | 138 | 130 | 121 | 116 | 110 | 100 | 091 | 081 | 071 |
| 3,5 | 562 | 480 | 408 | 355 | 320 | 294 | 270 | 251 | 235 | 206 | 187 | 170 | 155 | 143 | 130 | 123 | 115 | 110 | 105 | 096 | 088 | 078 | 069 |
| 4 | 484 | 422 | 357 | 317 | 288 | 264 | 246 | 228 | 215 | 191 | 173 | 160 | 145 | 133 | 124 | 118 | 110 | 105 | 100 | 093 | 084 | 076 | 067 |
| 4,5 | 415 | 365 | 315 | 281 | 258 | 237 | 223 | 207 | 196 | 176 | 160 | 149 | 136 | 124 | 116 | 110 | 105 | 100 | 096 | 089 | 079 | 073 | 065 |
| 5 | 350 | 316 | 277 | 250 | 130 | 212 | 201 | 188 | 178 | 161 | 149 | 138 | 127 | 117 | 108 | 104 | 100 | 095 | 092 | 086 | 076 | 071 | 062 |
| 5,5 | 300 | 273 | 245 | 223 | 203 | 192 | 182 | 172 | 163 | 147 | 137 | 128 | 118 | 110 | 102 | 098 | 096 | 091 | 087 | 081 | 074 | 068 | 059 |
| 6 | 255 | 237 | 216 | 198 | 183 | 174 | 165 | 156 | 149 | 135 | 126 | 119 | 109 | 103 | 097 | 093 | 090 | 085 | 083 | 077 | 070 | 065 | 056 |
| 6,5 | 231 | 208 | 190 | 178 | 165 | 157 | 149 | 142 | 137 | 124 | 117 | 109 | 102 | 097 | 092 | 088 | 085 | 080 | 077 | 072 | 066 | 061 | 054 |
| 7 | 192 | 184 | 168 | 160 | 150 | 141 | 135 | 130 | 125 | 114 | 108 | 101 | 095 | 091 | 087 | 083 | 079 | 076 | 074 | 068 | 063 | 058 | 051 |
| 8 | 148 | 142 | 136 | 130 | 123 | 118 | 113 | 108 | 105 | 097 | 091 | 085 | 082 | 079 | 077 | 073 | 070 | 067 | 065 | 060 | 055 | 052 | 048 |
| 9 | 117 | 114 | 110 | 107 | 102 | 098 | 094 | 090 | 087 | 082 | 079 | 075 | 072 | 069 | 067 | 064 | 062 | 059 | 056 | 053 | 050 | 048 | 045 |
| 10 | 097 | 094 | 091 | 090 | 087 | 084 | 080 | 076 | 073 | 070 | 067 | 064 | 062 | 060 | 058 | 056 | 054 | 052 | 050 | 047 | 045 | 043 | 041 |
| 11 | 082 | 078 | 077 | 076 | 073 | 071 | 068 | 066 | 064 | 060 | 058 | 056 | 054 | 053 | 052 | 050 | 048 | 046 | 044 | 043 | 042 | 041 | 038 |
| 12 | 068 | 066 | 064 | 063 | 061 | 060 | 058 | 057 | 056 | 054 | 052 | 050 | 049 | 048 | 047 | 045 | 043 | 042 | 040 | 039 | 038 | 037 | 034 |

*Nota.* 1. Les valeurs de $\varphi^{exc}$ citées au tableau sont multipliées par 1000.

2. La valeur de $\bar{\lambda}_{réd}$ est calculée par la formule $\bar{\lambda}_{réd} = \bar{\lambda}_{réd} \sqrt{R/E}$.

3. Les valeurs de $\varphi^{exc}$ ne doivent pas être supérieures aux valeurs de $\varphi$ citées en Annexe 5.

## Coefficients $\eta$ d'influence de la forme de section pour le calcul de l'excentricité réduite

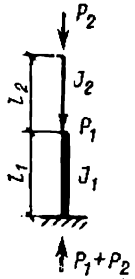
| Type de section | Schéma de section | $\frac{F_1}{F_2}$ | Valeurs de $\eta$ pour $0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$ : $0{,}1 \leqslant m \leqslant 5$ | $0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$ : $5 \leqslant m \leqslant 20$ | $\bar{\lambda} > 5$ : $0{,}1 \leqslant m \leqslant 20$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 |  | — | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 2 |  | — | $0{,}8+0{,}04\bar{\lambda}$ | 1,0 | 1,0 |
| 3 | | — | $1{,}3-0{,}06\bar{\lambda}$ | $1{,}2-0{,}04\bar{\lambda}$ | 1,0 |
| 4 |  | — | $1{,}75-0{,}13\bar{\lambda}$ | $1{,}5-0{,}08\bar{\lambda}$ | 1,1 |
| 5 |  | $\leqslant 1{,}0$ | $1{,}8-0{,}12\bar{\lambda}$ | $1{,}6-0{,}08\bar{\lambda}$ | 1,2 |
| | | $> 1{,}0$ | $2{,}0-0{,}1\bar{\lambda}$ | $1{,}9-0{,}08\bar{\lambda}$ | 1,5 |
| 6 |  | 0,5 | $1{,}5+0{,}06m$ | 1,7 | 1,7 |
| | | 1,0 | $1{,}75+0{,}15m$ | 2,5 | 2,5 |
| | | 1,5 | $2{,}25+0{,}25m$ | 3,5 | 3,5 |

*Nota.* Pour les sections du type 6 l'excentricité relative $m_1$ ne doit pas dépasser les valeurs indiquées dans la troisième ligne du tableau ci-dessous ;

| $F_1/F_2 \leqslant 1$ | | | $1 < F_1/F_2 \leqslant 1{,}5$ | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $1 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 2{,}5$ | $2{,}5 < \bar{\lambda} \leqslant 5$ | $\bar{\lambda} > 5$ | $1 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 3{,}5$ | $3.5 < \bar{\lambda} \leqslant 6{,}5$ | $\bar{\lambda} > 6{,}5$ |
| $m_1 \leqslant 2\bar{\lambda}$ | $m_1 \leqslant 6\bar{\lambda}-10$ | $0{,}1 \leqslant m_1 \leqslant 20$ | $m_1 \leqslant 1{,}6\bar{\lambda}-0{,}6$ | $m_1 \leqslant 5\bar{\lambda}-12{,}5$ | $0{,}1 \leqslant m_1 \leqslant 20$ |

*Annexe 9*

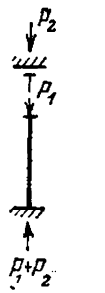
**Facteurs $\mu_1$ pour les poteaux à tête libre**

| Schéma | $c_1$ | $k_1$ | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,5 | 10 | 20 |
|  | 0 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | 0,2 | 2 | 2,02 | 2,04 | 2,06 | 2,07 | 2,09 | 2,12 | 1,15 | 2,2 | 2,76 | 3,38 |
| | 0,4 | 2 | 2,08 | 2,13 | 2,21 | 2,28 | 2,35 | 2,48 | 2,6 | 2,8 | | |
| | 0,6 | 2 | 2,2 | 2,36 | 2,52 | 2,66 | 2,8 | 3,05 | 3,28 | | | |
| | 0,8 | 2 | 2,42 | 2,7 | 2,96 | 3,17 | 3,36 | 3,74 | | | | |
| | 1 | 2 | 2,73 | 3,13 | 3,44 | 3,74 | 4 | | | | | |
| | 1,5 | 3 | 3,77 | 2,35 | 4,86 | | | | | | | |
| | 2 | 4 | 4,9 | 5,67 | | | | | | | | |
| | 2,5 | 5 | 6,08 | 7 | | | | | | | | |
| | 3,0 | 6 | 7,25 | | | | | | | | | |

*Nota.* $k_1 = \frac{i_2}{i_1} = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$ ; $c_1 = \frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{J_1}{J_2 m_p}}$ ; $m_p = \frac{P_1 + P_2}{P_2}$

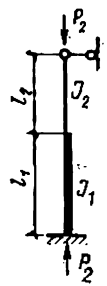
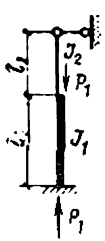
*Annexe 10*

**Facteurs $\mu_1$ pour les poteaux à tête immobilisée en rotation**

| Schéma | $c_1$ | $k_1$ | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,5 | 10 | 20 |
|  | 0 | 2 | 1,86 | 1,76 | 1,67 | 1,6 | 1,55 | 1,46 | 1,4 | 1,62 | 1,1 | 1,05 |
| | 0,2 | 2 | 1,87 | 1,76 | 1,68 | 1,62 | 1,56 | 1,48 | 1,41 | 1,33 | 1,11 | |
| | 0,4 | 2 | 1,88 | 1,77 | 1,72 | 1,66 | 1,61 | 1,53 | 1,48 | 1,4 | | |
| | 0,6 | 2 | 1,91 | 1,83 | 1,77 | 1,72 | 1,69 | 1,63 | 1,59 | | | |
| | 0,8 | 2 | 1,94 | 1,9 | 1,87 | 1,82 | 1,82 | 1,79 | | | | |
| | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | | |
| | 1,5 | 2 | 2,25 | 2,38 | 2,48 | | | | | | | |
| | 2 | 2 | 2,66 | 2,91 | | | | | | | | |
| | 2,5 | 2,5 | 3,17 | 3,5 | | | | | | | | |
| | 3 | 3 | 3,7 | 4,12 | | | | | | | | |

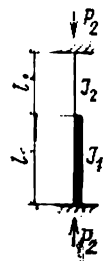
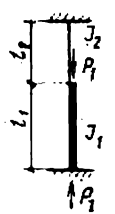
*Annexe 11*

**Facteurs $\mu_{12}$ et $\mu_{11}$ pour les poteaux à tête articulée immobilisée**

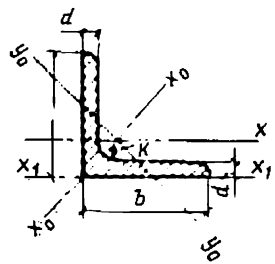
| Schéma | β | $n$ | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2 |
| | | *Facteurs* $\mu_{12}$ | | | | | | | | | | | | | | |
|  | 0,04 | 1,02 | 1,84 | 2,25 | 2,59 | 2,85 | 3,08 | 3,24 | 3,42 | 3,7 | 4 | 4,55 | 5,25 | 5,8 | 6,55 | 7,2 |
| | 0,06 | 0,91 | 1,47 | 1,93 | 2,26 | 2,57 | 2,74 | 2,9 | 3,05 | 3,24 | 3,45 | 3,88 | 4,43 | 4,9 | 5,43 | 5,94 |
| | 0,08 | 0,86 | 1,31 | 1,73 | 2,05 | 2,31 | 2,49 | 2,68 | 2,85 | 3 | 3,14 | 3,53 | 3,93 | 4,37 | 4,85 | 5,28 |
| | 0,1 | 0,83 | 1,21 | 1,57 | 1,95 | 2,14 | 2,33 | 2,46 | 2,6 | 2,76 | 2,91 | 3,28 | 3,61 | 4,03 | 4,43 | 4,85 |
| | 0,2 | 0,79 | 0,98 | 1,23 | 1,46 | 1,67 | 1,85 | 2,02 | 2,15 | 2,28 | 2,4 | 2,67 | 2,88 | 3,11 | 3,42 | 3,71 |
| | 0,3 | 0,78 | 0,9 | 1,09 | 1,27 | 1,44 | 1,6 | 1,74 | 1,86 | 1,98 | 2,11 | 2,35 | 2,51 | 2,76 | 2,99 | 3,25 |
| | 0,4 | 0,78 | 0,88 | 1,02 | 1,17 | 1,32 | 1,45 | 1,58 | 1,69 | 1,81 | 1,92 | 2,14 | 2,31 | 2,51 | 2,68 | 2,88 |
| | 0,5 | 0,78 | 0,86 | 0,99 | 1,1 | 1,22 | 1,35 | 1,47 | 1,57 | 1,67 | 1,76 | 1,96 | 2,15 | 2,34 | 2,5 | 2,76 |
| | 1 | 0,78 | 0,85 | 0,92 | 0,99 | 1,06 | 1,13 | 1,2 | 1,27 | 1,34 | 1,41 | 1,54 | 1,68 | 1,82 | 1,97 | 2,1 |
| | | *Facteurs* $\mu_{11}$ | | | | | | | | | | | | | | |
|  | 0,04 | 0,67 | 0,67 | 0,83 | 1,25 | 1,43 | 1,55 | 1,65 | 1,7 | 1,75 | 1,78 | 1,84 | 1,87 | 1,88 | 1,9 | 1,92 |
| | 0,06 | 0,67 | 0,67 | 0,81 | 1,07 | 1,27 | 1,41 | 1,51 | 1,6 | 1,64 | 1,7 | 1,78 | 1,82 | 1,84 | 1,87 | 1,88 |
| | 0,08 | 0,67 | 0,67 | 0,75 | 0,98 | 1,19 | 1,32 | 1,43 | 1,51 | 1,58 | 1,63 | 1,72 | 1,77 | 1,81 | 1,82 | 1,84 |
| | 0,1 | 0,67 | 0,67 | 0,73 | 0,93 | 1,11 | 1,25 | 1,36 | 1,45 | 1,52 | 1,57 | 1,66 | 1,72 | 1,77 | 1,8 | 1,82 |
| | 0,2 | 0,67 | 0,67 | 0,69 | 0,75 | 0,89 | 1,02 | 1,12 | 1,21 | 1,29 | 1,36 | 1,46 | 1,54 | 1,6 | 1,65 | 1,69 |
| | 0,3 | 0,67 | 0,67 | 0,67 | 0,71 | 0,8 | 0,9 | 0,99 | 1,08 | 1,15 | 1,22 | 1,33 | 1,41 | 1,48 | 1,54 | 1,59 |
| | 0,4 | 0,67 | 0,67 | 0,67 | 0,69 | 0,75 | 0,84 | 0,92 | 1 | 1,07 | 1,13 | 1,24 | 1,33 | 1,4 | 1,47 | 1,51 |
| | 0,5 | 0,67 | 0,67 | 0,67 | 0,69 | 0,73 | 0,81 | 0,87 | 0,94 | 1,01 | 1,07 | 1,17 | 1,26 | 1,33 | 1,39 | 1,44 |
| | 1 | 0,67 | 0,67 | 0,67 | 0,68 | 0,71 | 0,74 | 0,78 | 0,82 | 0,87 | 0,91 | 0,99 | 1,07 | 1,13 | 1,19 | 1,24 |

*Nota.* $\beta = \frac{J_2}{J_1}$ ; $n = \frac{l_2}{l_1}$ .

**Facteurs $\mu_{11}$ et $\mu_{12}$ pour les poteaux à tête encastrée**

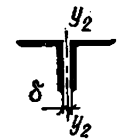
| Schéma | β | n | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2 |
| *Facteurs $\mu_{12}$* | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  | 0,04 | 0,78 | 1,02 | 1,53 | 1,73 | 2,01 | 2,21 | 2,38 | 2,54 | 2,65 | 2,85 | 3,24 | 3,7 | 4,2 | 4,76 | 5,23 |
| | 0,06 | 0,7 | 0,86 | 1,23 | 1,47 | 1,73 | 1,93 | 2,08 | 2,23 | 2,38 | 2,49 | 2,81 | 3,17 | 3,5 | 3,92 | 4,3 |
| | 0,08 | 0,68 | 0,79 | 1,05 | 1,31 | 1,54 | 1,74 | 1,91 | 2,05 | 2,2 | 2,31 | 2,55 | 2,8 | 3,11 | 3,45 | 3,73 |
| | 0,1 | 0,67 | 0,76 | 1 | 1,2 | 1,42 | 1,61 | 1,78 | 1,92 | 1,04 | 2,2 | 2,4 | 2,6 | 2,86 | 3,18 | 3,41 |
| | 0,2 | 0,64 | 0,7 | 0,79 | 0,93 | 1,07 | 1,23 | 1,41 | 1,5 | 1,6 | 1,72 | 1,92 | 2,11 | 2,28 | 2,45 | 2,64 |
| | 0,3 | 0,62 | 0,68 | 0,74 | 0,85 | 0,95 | 1,06 | 1,18 | 1,28 | 1,39 | 1,48 | 1,67 | 1,82 | 1,96 | 2,12 | 2,2 |
| | 0,4 | 0,6 | 0,66 | 0,71 | 0,78 | 0,87 | 0,99 | 1,07 | 1,16 | 1,26 | 1,34 | 1,5 | 1,65 | 1,79 | 1,94 | 2,08 |
| | 0,5 | 0,59 | 0,65 | 0,7 | 0,77 | 0,82 | 0,93 | 0,99 | 1,08 | 1,17 | 1,23 | 1,39 | 1,53 | 1,66 | 1,79 | 1,92 |
| | 1 | 0,55 | 0,6 | 0,65 | 0,7 | 0,75 | 0,8 | 0,95 | 0,9 | 0,85 | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,5 |
| *Facteurs $\mu_{11}$* | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  | 0,04 | 0,66 | 0,68 | 0,75 | 0,94 | 1,08 | 1,24 | 1,37 | 1,47 | 1,55 | 1,64 | 1,72 | 1,78 | 1,81 | 1,85 | 1,89 |
| | 0,06 | 0,65 | 0,67 | 0,68 | 0,76 | 0,94 | 0,10 | 1,25 | 1,35 | 1,44 | 1,5 | 1,61 | 1,69 | 1,74 | 1,79 | 1,82 |
| | 0,08 | 0,64 | 0,66 | 0,67 | 0,68 | 0,84 | 1 | 1,12 | 1,25 | 1,34 | 1,41 | 1,53 | 1,62 | 1,68 | 1,75 | 1,79 |
| | 0,1 | 0,64 | 0,65 | 0,65 | 0,65 | 0,78 | 0,92 | 1,05 | 1,15 | 1,25 | 1,33 | 1,45 | 1,55 | 1,62 | 1,68 | 1,71 |
| | 0,2 | 0,62 | 0,64 | 0,65 | 0,65 | 0,66 | 0,73 | 0,83 | 0,92 | 1,01 | 1,09 | 1,23 | 1,33 | 1,41 | 1,48 | 1,54 |
| | 0,3 | 0,6 | 0,63 | 0,64 | 0,65 | 0,66 | 0,67 | 0,73 | 0,81 | 0,89 | 0,94 | 1,09 | 1,2 | 1,28 | 1,35 | 1,41 |
| | 0,4 | 0,58 | 0,63 | 0,63 | 0,64 | 0,64 | 0,66 | 0,68 | 0,75 | 0,82 | 0,88 | 1,01 | 1,1 | 1,19 | 1,26 | 1,32 |
| | 0,5 | 0,57 | 0,61 | 0,63 | 0,64 | 0,64 | 0,65 | 0,68 | 0,72 | 0,77 | 0,83 | 0,94 | 1,04 | 1,12 | 1,19 | 1,25 |
| | 1 | 0,55 | 0,58 | 0,6 | 0,61 | 0,62 | 0,63 | 0,65 | 0,67 | 0,7 | 0,73 | 0,8 | 0,88 | 0,93 | 1,01 | 1,05 |

*Nota.* $\beta = \frac{J_2}{J_1}$; $n = \frac{l_2}{l_1}$.




## Cornières à ailes égales (GOST 8509-72)

*Désignations* : $b$, largeur de l'aile ; $d$, épaisseur de l'aile ; $J$, moment d'inertie ; $r$, rayon de giration.

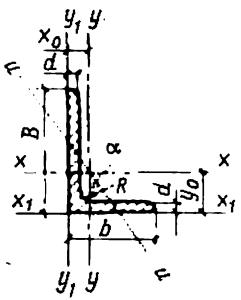



| Dimensions de la cornière, mm | | $R$, mm | Aire de section $F$, cm² | Masse de 1m, kg | $z_0$, cm | $J_x$, cm | $r_x$, cm | $J_{x_1}$, cm⁴ | $J_{x_0}$, cm⁴ | $r_{x_0}$, cm | $J_{y_0}$, cm⁴ | $r_{y_0}$, cm | Rayons de giration $r_{y_2}$ de deux cornières pour δ, mm | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $b$ | $d$ | | | | | | | | | | | | δ = 8 | δ = 10 | δ = 12 | δ = 14 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
| 45 | 4 | 5 | 3,48 | 2,73 | 1,26 | 6,63 | 1,38 | 12,1 | 10,5 | 1,74 | 2,74 | 0,89 | 2,16 | 2,24 | 2,32 | 2,4 |
| | 5 | | 4,29 | 3,37 | 1,3 | 8,03 | 1,37 | 15,3 | 12,7 | 1,72 | 3,33 | 0,88 | 2,18 | 2,26 | 2,34 | 2,42 |
| 50 | 4 | 5,5 | 3,89 | 3,05 | 1,38 | 9,21 | 1,54 | 16,6 | 14,6 | 1,94 | 3,8 | 0,99 | 2,35 | 2,43 | 2,51 | 2,59 |
| | 5 | | 4,8 | 3,77 | 1,42 | 11,2 | 1,53 | 20,9 | 17,8 | 1,92 | 4,63 | 0,98 | 2,38 | 2,45 | 2,53 | 2,61 |
| 56 | 4 | 6 | 4,38 | 3,44 | 1,52 | 13,1 | 1,73 | 23,3 | 20,8 | 2,18 | 5,41 | 1,11 | 2,58 | 2,66 | 2,73 | 2,81 |
| | 5 | | 5,41 | 4,25 | 1,57 | 16 | 1,72 | 29,2 | 25,4 | 2,16 | 6,59 | 1,1 | 2,61 | 2,72 | 2,77 | 2,85 |

| Dimensions de la cornière, mm | | $R$, mm | Aire de section $F$, cm² | Masse de 1m, kg | $z_0$, cm | $J_x$, cm | $r_x$, cm | $J_{x_1}$, cm⁴ | $J_{x_0}$, cm⁴ | $r_{x_0}$, cm | $J_{y_0}$, cm⁴ | $r_{y_0}$, cm | Rayons de giration $r_{y_2}$ de deux cornières pour δ, mm | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $b$ | $d$ | | | | | | | | | | | | δ = 8 | δ = 10 | δ = 12 | δ = 14 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
| 63 | 4 | 7 | 4,96 | 3,9 | 1,69 | 18,9 | 1,95 | 33,1 | 29,9 | 2,45 | 7,81 | 1,25 | 2,86 | 2,93 | 3,01 | 3,09 |
| | 5 | | 6,13 | 4,81 | 1,74 | 23,1 | 1,94 | 41,5 | 36,6 | 2,44 | 9,52 | 1,25 | 2,89 | 2,96 | 3,04 | 3,12 |
| | 6 | | 7,28 | 5,72 | 1,78 | 27,1 | 1,93 | 50 | 42,9 | 2,43 | 11,2 | 1,24 | 2,9 | 2,99 | 3,06 | 3,14 |
| 70 | 4,5 | 8 | 6,2 | 4,87 | 1,88 | 29 | 2,16 | 51 | 46 | 2,72 | 12 | 1,39 | 3,14 | 3,21 | 3,29 | 3,37 |
| | 5 | | 6,86 | 5,38 | 1,9 | 31,9 | 2,16 | 56,7 | 50,7 | 2,72 | 13,2 | 1,39 | 3,16 | 3,23 | 3,3 | 3,38 |
| | 6 | | 8,15 | 6,39 | 1,94 | 37,6 | 2,15 | 68,4 | 59,6 | 2,71 | 15,5 | 1,38 | 3,18 | 3,25 | 3,33 | 3,4 |
| | 7 | | 9,42 | 7,39 | 1,99 | 43 | 2,14 | 80,1 | 68,2 | 2,69 | 17,8 | 1,37 | 3,2 | 3,28 | 3,36 | 3,44 |
| | 8 | | 10,7 | 8,37 | 2,02 | 48,2 | 2,13 | 91,9 | 76,4 | 2,68 | 20 | 1,37 | 3,22 | 3,29 | 3,37 | 3,45 |
| 75 | 5 | 9 | 7,39 | 5,8 | 2,02 | 39,5 | 2,31 | 69,6 | 62,6 | 2,91 | 16,4 | 1,49 | 3,35 | 3,42 | 3,49 | 3,57 |
| | 6 | | 8,78 | 6,89 | 2,06 | 46,6 | 2,3 | 83,9 | 73,9 | 2,9 | 19,3 | 1,48 | 3,3 | 3,44 | 3,52 | 3,6 |
| | 7 | | 10,1 | 7,96 | 2,1 | 53,3 | 2,29 | 98,3 | 84,6 | 2,89 | 22,1 | 1,48 | 3,4 | 3,47 | 3,54 | 3,62 |
| | 8 | | 11,5 | 9,02 | 2,15 | 59,8 | 2,28 | 113 | 94,9 | 2,87 | 24,8 | 1,47 | 3,43 | 3,5 | 3,57 | 3,65 |
| | 9 | | 12,8 | 10,1 | 2,18 | 66,1 | 2,27 | 127 | 105 | 2,86 | 27,5 | 1,46 | 3,44 | 3,51 | 3,59 | 3,67 |
| 80 | 5,5 | 9 | 8,63 | 6,78 | 2,17 | 52,7 | 2,47 | 93,2 | 83,6 | 3,11 | 21,8 | 1,59 | 3,57 | 3,64 | 3,71 | 3,79 |
| | 6 | | 9,38 | 7,36 | 2,19 | 57 | 2,47 | 102 | 90,4 | 3,11 | 23,5 | 1,58 | 3,58 | 3,65 | 3,72 | 3,8 |
| | 7 | | 10,8 | 8,51 | 2,23 | 65,3 | 2,45 | 119 | 104 | 3,09 | 27 | 1,58 | 3,6 | 3,67 | 3,75 | 3,82 |
| | 8 | | 12,3 | 9,65 | 2,27 | 73,4 | 2,44 | 137 | 116 | 3,08 | 30,3 | 1,57 | 3,62 | 3,69 | 3,77 | 3,84 |

| 1 | 2 | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 90 | 6<br>7<br>8<br>9 | 10 | 10,6<br>12,3<br>13,9<br>15,6 | 8,33<br>9,64<br>10,9<br>12,2 | 2,43<br>2,47<br>2,51<br>2,55 | 82,1<br>94,3<br>106<br>118 | 2,78<br>2,77<br>2,76<br>2,75 | 145<br>169<br>194<br>219 | 130<br>150<br>168<br>186 | 3,5<br>3,49<br>3,48<br>3,46 | 34<br>38,9<br>43,8<br>48,6 | 1,79<br>1,78<br>1,77<br>1,77 | 3,96<br>3,99<br>4,01<br>4,04 | 4,04<br>4,06<br>4,08<br>4,11 | 4,11<br>4,13<br>4,16<br>4,18 | 4,19<br>4,21<br>4,23<br>4,26 |
| 100 | 6,5<br>7<br>8<br>10<br>12<br>14<br>16 | 12 | 12,8<br>13,8<br>15,6<br>19,2<br>22,8<br>26,3<br>29,7 | 10,1<br>10,8<br>12,2<br>15,1<br>17,9<br>20,6<br>23,3 | 2,68<br>2,71<br>2,75<br>2,83<br>2,91<br>2,99<br>3,06 | 122<br>131<br>147<br>179<br>209<br>237<br>264 | 3,09<br>3,08<br>3,07<br>3,05<br>3,03<br>3<br>2,98 | 214<br>231<br>265<br>333<br>402<br>472<br>542 | 193<br>207<br>233<br>284<br>331<br>375<br>416 | 3,88<br>3,88<br>3,87<br>3,84<br>3,81<br>3,78<br>3,74 | 50,7<br>54,2<br>60,9<br>74,1<br>86,9<br>99,3<br>112 | 1,99<br>1,98<br>1,98<br>1,96<br>1,95<br>1,94<br>1,94 | 4,36<br>4,38<br>4,4<br>4,44<br>4,48<br>4,53<br>4,57 | 4,43<br>4,45<br>4,47<br>4,52<br>4,56<br>4,6<br>4,64 | 4,5<br>4,52<br>4,54<br>4,59<br>4,63<br>4,68<br>4,72 | 4,57<br>4,59<br>4,62<br>4,66<br>4,71<br>4,76<br>4,8 |
| 110 | 7<br>8 | 12 | 15,2<br>17,2 | 11,9<br>13,5 | 2,96<br>3 | 176<br>198 | 3,4<br>3,39 | 308<br>353 | 279<br>315 | 4,29<br>4,28 | 72,7<br>81,8 | 2,19<br>2,18 | 4,78<br>4,8 | 4,85<br>4,87 | 4,92<br>4,95 | 5<br>5,02 |
| 125 | 8<br>9<br>10<br>12<br>14<br>16 | 14 | 19,7<br>22<br>24,3<br>28,9<br>33,4<br>37,8 | 15,5<br>17,3<br>19,1<br>22,7<br>26,2<br>29,6 | 3,36<br>3,4<br>3,45<br>3,53<br>3,61<br>3,68 | 294<br>327<br>360<br>422<br>482<br>539 | 3,87<br>3,86<br>3,85<br>3,82<br>3,8<br>3,78 | 516<br>582<br>649<br>782<br>916<br>1051 | 467<br>520<br>571<br>670<br>764<br>853 | 4,87<br>4,86<br>4,84<br>4,82<br>4,78<br>4,75 | 122<br>135<br>149<br>174<br>200<br>224 | 2,49<br>2,48<br>2,47<br>2,46<br>2,45<br>2,44 | 5,39<br>5,41<br>5,44<br>5,48<br>5,52<br>5,56 | 5,46<br>5,48<br>5,52<br>5,55<br>5,6<br>5,63 | 5,53<br>5,56<br>5,58<br>5,62<br>5,67<br>5,72 | 5,6<br>5,63<br>5,66<br>5,7<br>5,75<br>5,78 |
| 140 | 9<br>10<br>12 | 14 | 24,7<br>27,3<br>32,5 | 19,4<br>21,5<br>25,5 | 3,78<br>3,82<br>3,9 | 466<br>512<br>602 | 4,34<br>4,33<br>4,31 | 818<br>911<br>1097 | 739<br>814<br>957 | 5,47<br>5,46<br>5,43 | 192<br>211<br>248 | 2,79<br>2,78<br>2,76 | 6,02<br>6,05<br>6,08 | 6,1<br>6,12<br>6,15 | 6,16<br>6,19<br>6,25 | 6,24<br>6,26<br>6,3 |

| 1 | 2 | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 10 | | 31,4 | 24,7 | 4,3 | 774 | 4,96 | 1346 | 1229 | 6,25 | 319 | 3,19 | 6,84 | 6,91 | 6,97 | 7,05 |
| | 11 | | 34,4 | 27 | 4,35 | 944 | 4,95 | 1494 | 1341 | 6,24 | 348 | 3,18 | 6,86 | 6,93 | 7 | 7,07 |
| | 12 | | 37,4 | 29,4 | 4,39 | 913 | 4,94 | 1633 | 1450 | 6,23 | 376 | 3,17 | 6,88 | 6,95 | 7,02 | 7,09 |
| | 14 | 16 | 43,3 | 34 | 4,47 | 1046 | 4,92 | 1911 | 1662 | 6,2 | 431 | 3,16 | 6,91 | 6,98 | 7,05 | 7,13 |
| 160 | 16 | | 49,1 | 38,5 | 4,55 | 1175 | 4,89 | 2191 | 1866 | 6,17 | 485 | 3,14 | 6,95 | 7,03 | 7,1 | 7,18 |
| | 18 | | 54,8 | 43 | 4,63 | 1299 | 4,87 | 2472 | 2061 | 6,13 | 537 | 3,13 | 7 | 7,07 | 7,14 | 7,22 |
| | 20 | | 60,4 | 47,4 | 4,7 | 1419 | 4,85 | 2756 | 2248 | 6,1 | 589 | 3,12 | 7,04 | 7,11 | 7,18 | 7,26 |
| 180 | 11 | 16 | 38,8 | 30,5 | 4,85 | 1216 | 5,6 | 2128 | 1933 | 7,06 | 500 | 3,59 | 7,67 | 7,74 | 7,81 | 7,82 |
| | 12 | | 42,2 | 33,1 | 4,89 | 1317 | 5,59 | 2324 | 2093 | 7,04 | 540 | 3,58 | 7,69 | 7,76 | 7,83 | 7,84 |
| | 12 | | 47,1 | 37 | 5,37 | 1823 | 6,22 | 3182 | 2896 | 7,84 | 749 | 3,99 | 8,48 | 8,55 | 8,62 | 8,69 |
| | 13 | | 50,9 | 39,9 | 5,42 | 1961 | 6,21 | 3452 | 3116 | 7,83 | 805 | 3,98 | 8,5 | 8,58 | 8,64 | 8,71 |
| | 14 | | 54,6 | 42,8 | 5,46 | 2097 | 6,2 | 3722 | 3333 | 7,81 | 861 | 3,97 | 8,52 | 8,6 | 8,66 | 8,73 |
| 200 | 16 | 18 | 62 | 48,7 | 5,54 | 2363 | 6,17 | 4264 | 3755 | 7,78 | 970 | 3,96 | 8,56 | 8,64 | 8,7 | 8,77 |
| | 20 | | 76,5 | 60,1 | 5,7 | 2871 | 6,12 | 5355 | 4560 | 7,72 | 1182 | 3,93 | 8,65 | 8,72 | 8,79 | 8,86 |
| | 25 | | 94,3 | 74 | 5,89 | 3466 | 6,06 | 6733 | 5494 | 7,63 | 1438 | 3,91 | 8,74 | 8,81 | 8,88 | 8,95 |
| | 30 | | 111,5 | 87,6 | 6,07 | 4020 | 6 | 8130 | 6351 | 7,55 | 1688 | 3,89 | 8,83 | 8,9 | 8,97 | 9,05 |
| | 14 | | 60,4 | 47,4 | 5,93 | 2814 | 6,83 | 4941 | 4470 | 8,9 | 1159 | 4,38 | 9,31 | 9,37 | 9,45 | 9,52 |
| 220 | 16 | 21 | 68,6 | 53,8 | 6,02 | 3175 | 6,81 | 5661 | 5045 | 8,58 | 1306 | 4,36 | 9,35 | 9,42 | 9,49 | 9,56 |
| | 16 | | 78,4 | 61,5 | 6,75 | 4717 | 7,76 | 8286 | 7492 | 9,78 | 1942 | 4,98 | 10,55 | 10,62 | 10,68 | 10,75 |
| | 18 | | 87,7 | 68,9 | 6,83 | 5247 | 7,73 | 9342 | 8337 | 9,75 | 2158 | 4,96 | 10,59 | 10,65 | 10,72 | 10,8 |
| | 20 | | 97 | 76,1 | 6,91 | 5765 | 7,71 | 10401 | 9160 | 9,72 | 2370 | 4,94 | 10,62 | 10,69 | 10,76 | 10,83 |
| 250 | 22 | 24 | 106,1 | 83,3 | 7 | 6270 | 7,69 | 11464 | 9961 | 9,69 | 2579 | 4,93 | 10,67 | 10,74 | 10,81 | 10,88 |
| | 25 | | 119,7 | 94 | 7,11 | 7006 | 7,65 | 13064 | 11125 | 9,64 | 2887 | 4,91 | 10,72 | 10,79 | 10,86 | 10,93 |
| | 28 | | 133,1 | 104,5 | 7,23 | 7717 | 7,61 | 14674 | 12244 | 9,59 | 3190 | 4,89 | 10,78 | 10,85 | 10,92 | 10,99 |
| | 30 | | 142 | 111.4 | 7,31 | 8177 | 7,59 | 15753 | 12965 | 9,56 | 3389 | 4,89 | 10,82 | 10,89 | 10,96 | 11,03 |




## Cornières à ailes inégales (GOST 8510-72)

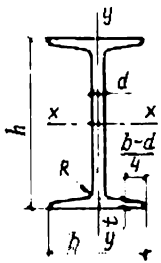
*Désignations* : $B$, largeur de la grande aile ; $b$, largeur de la petite aile ; $d$, épaisseur de l'aile ; $J$, moment d'inertie ; $r$, rayon de giration

| Dimensions de la cornière, mm | | | | Aire de section $F$, cm² | Masse de 1 m, kg | $y_0$, cm | $x_0$, cm | $J_x$, cm⁴ | $r_x$, cm | $J_y$, cm⁴ | $r_y$, cm | $J_{x_1}$, cm⁴ | $J_{y_1}$, cm⁴ | $J_u$ min, cm⁴ | $r_u$ min, cm⁴ | Rayons de giration $r_{y_2}$ de deux cornières pour δ, mm | | | | Rayons de giration $r_{x_2}$ de deux cornières pour δ, mm | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | | | | | | δ = 8 | δ = 10 | δ = 12 | δ = 14 | δ = 8 | δ = 10 | δ = 12 | δ = 14 |
| $B$ | $b$ | $d$ | $R$, mm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| 56 | 36 | 4 | 6 | 3,58 | 2,81 | 1,82 | 0,84 | 11,4 | 1,78 | 3,7 | 1,02 | 23,2 | 6,25 | 2,19 | 0,78 | 1,6 | 1,68 | 1,76 | 1,84 | 2,85 | 2,93 | 3,01 | 3,09 |
| | | 5 | | 4,41 | 3,46 | 1,86 | 0,88 | 13,8 | 1,77 | 4,48 | 1,01 | 29,2 | 7,91 | 2,66 | 0,78 | 1,63 | 1,71 | 1,79 | 1,87 | 2,87 | 2,95 | 3,03 | 3,11 |
| 63 | 40 | 4 | 7 | 4,04 | 3,17 | 2,03 | 0,87 | 16,3 | 2,01 | 5,16 | 1,13 | 33 | 8,51 | 3,07 | 0,87 | 1,73 | 1,81 | 1,89 | 1,96 | 3,15 | 3,23 | 3,31 | 3,39 |
| | | 5 | | 4,98 | 3,91 | 2,08 | 0,86 | 19,9 | 2 | 6,26 | 1,12 | 41,4 | 10,8 | 3,73 | 0,86 | 1,75 | 1,83 | 1,91 | 1,99 | 3,19 | 3,26 | 3,34 | 3,42 |
| | | 6 | | 5,9 | 4,63 | 2,12 | 0,99 | 23,3 | 1,99 | 7,28 | 1,11 | 49,9 | 13,1 | 4,36 | 0,86 | 1,78 | 1,89 | 1,94 | 2,02 | 3,21 | 3,29 | 3,36 | 3,45 |
| | | 8 | | 7,68 | 6,03 | 2,2 | 1,07 | 29,6 | 1,96 | 9,15 | 1,09 | 66,9 | 17,9 | 5,58 | 0,85 | 1,83 | 1,91 | 1,99 | 2,08 | 3,26 | 3,34 | 3,42 | 3,5 |

*Suite de l'Annexe 14*

| Dimensions de la cornière, mm | | | | Aire de section $F$, cm² | Masse de 1 m, kg | | | | | | | | | | | Rayons de giration $r_{y_2}$ de deux cornières pour δ, mm | | | | Rayons de giration $r_{x_2}$ de deux cornières pour δ, mm | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $B$ | $b$ | $d$ | $R$, mm | | | $y_0$, cm | $x_0$, cm | $J_x$, cm⁴ | $r_x$, cm | $J_y$, cm⁴ | $r_y$, cm | $J_{x_1}$, cm⁴ | $J_{y_1}$, cm⁴ | $J_u$ min, cm⁴ | $r_u$ min, cm⁴ | δ = 8 | δ = 10 | δ = 12 | δ = 14 | δ = 8 | δ = 10 | δ = 12 | δ = 14 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| 70 | 45 | 4,5<br>5 | 7,5 | 5,07<br>5,59 | 3,98<br>4,39 | 2,25<br>2,28 | 1,03<br>1,05 | 25,3<br>27,8 | 2,23<br>2,23 | 8,25<br>9,05 | 1,28<br>1,27 | 51<br>56,7 | 13,6<br>15,2 | 4,88<br>5,34 | 0,98<br>0,98 | 1,92<br>1,93 | 1,99<br>2,01 | 2,07<br>2,08 | 2,15<br>2,17 | 3,47<br>3,49 | 3,54<br>3,56 | 3,62<br>3,64 | 3,7<br>3,72 |
| 75 | 50 | 5<br>6<br>8 | 8 | 6,11<br>7,25<br>9,47 | 4,79<br>5,69<br>7,43 | 2,39<br>2,44<br>2,52 | 1,17<br>1,21<br>1,29 | 34,8<br>40,9<br>52,4 | 2,39<br>2,38<br>2,35 | 12,5<br>14,6<br>18,5 | 1,43<br>1,42<br>1,40 | 69,7<br>83,9<br>112 | 20,8<br>25,2<br>34,2 | 7,24<br>8,48<br>10,9 | 1,09<br>1,08<br>1,07 | 2,13<br>2,15<br>2,19 | 2,21<br>2,22<br>2,27 | 2,28<br>2,3<br>2,37 | 2,36<br>2,38<br>2,43 | 3,67<br>3,7<br>3,75 | 3,75<br>3,78<br>3,83 | 3,83<br>3,86<br>3,91 | 3,9<br>3,94<br>3,98 |
| 80 | 50 | 5<br>6 | 8 | 6,36<br>7,55 | 4,99<br>5,92 | 2,6<br>2,65 | 1,13<br>1,17 | 41,6<br>49 | 2,56<br>2,55 | 12,7<br>14,8 | 1,41<br>1,4 | 84,6<br>102 | 20,8<br>25,2 | 7,58<br>8,88 | 1,09<br>1,08 | 2,08<br>2,1 | 2,16<br>2,18 | 2,23<br>2,26 | 2,3<br>2,34 | 3,94<br>3,97 | 4,02<br>4,05 | 4,11<br>4,13 | 4,19<br>4,21 |
| 90 | 56 | 5,5<br>6<br>8 | 9 | 7,38<br>8,54<br>11,18 | 6,17<br>6,7<br>8,77 | 2,92<br>2,95<br>3,04 | 1,26<br>1,28<br>1,36 | 65,3<br>70,6<br>90,9 | 2,88<br>2,88<br>2,85 | 19,7<br>21,2<br>27,1 | 1,58<br>1,58<br>1,56 | 132<br>145<br>194 | 32,2<br>35,2<br>47,8 | 11,8<br>12,7<br>16,3 | 1,22<br>1,22<br>1,21 | 2,29<br>2,3<br>2,35 | 2,36<br>2,38<br>2,43 | 2,44<br>2,45<br>2,51 | 2,52<br>2,53<br>2,58 | 4,4<br>4,42<br>4,47 | 4,47<br>4,49<br>4,52 | 4,55<br>4,57<br>4,62 | 4,63<br>4,65<br>4,7 |
| 100 | 63 | 6<br>7<br>8<br>10 | 10 | 9,59<br>11,1<br>12,6<br>15,5 | 7,53<br>8,7<br>9,87<br>12,1 | 3,23<br>3,28<br>3,32<br>3,4 | 1,42<br>1,46<br>1,5<br>1,58 | 98,3<br>113<br>127<br>154 | 3,2<br>3,19<br>3,18<br>3,15 | 30,6<br>35<br>39,2<br>47,1 | 1,79<br>1,78<br>1,77<br>1,75 | 198<br>232<br>266<br>333 | 49,9<br>58,7<br>67,6<br>85,8 | 18,2<br>20,8<br>23,4<br>28,3 | 1,38<br>1,37<br>1,36<br>1,35 | 2,55<br>2,57<br>2,59<br>2,64 | 2,62<br>2,64<br>2,66<br>2,71 | 2,7<br>2,72<br>2,74<br>2,79 | 2,77<br>2,78<br>2,82<br>2,87 | 4,84<br>4,87<br>4,89<br>4,94 | 4,92<br>4,95<br>4,97<br>5,01 | 4,99<br>5,02<br>5,04<br>5,09 | 5,07<br>5,1<br>5,12<br>5,17 |

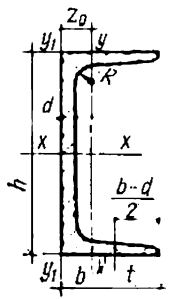
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 110 | 70 | 6,5<br>7<br>8 | 10 | 11,4<br>12,3<br>13,9 | 8,98<br>9,64<br>10,9 | 3,55<br>3,57<br>3,61 | 1,58<br>1,6<br>1,64 | 142<br>152<br>172 | 3,53<br>3,52<br>3,51 | 45,6<br>48,7<br>54,6 | 2<br>1,99<br>1,98 | 286<br>309<br>353 | 74,3<br>80,3<br>92,3 | 26,9<br>28,8<br>32,3 | 1,53<br>1,53<br>1,52 | 2,81<br>2,82<br>2,84 | 2,88<br>2,89<br>2,92 | 2,96<br>2,97<br>2,99 | 3,03<br>3,04<br>3,07 | 5,3<br>5,31<br>5,33 | 5,37<br>5,38<br>5,41 | 5,44<br>5,45<br>5,49 | 5,52<br>5,53<br>5,56 |
| 125 | 80 | 7<br>8<br>10<br>12 | 11 | 14,1<br>16<br>19,7<br>23,4 | 11<br>12,5<br>15,5<br>18,3 | 4,01<br>4,05<br>4,14<br>4,22 | 1,8<br>1,84<br>1,92<br>2 | 227<br>256<br>312<br>365 | 4,01<br>4<br>3,98<br>3,95 | 73,7<br>83<br>100<br>117 | 2,29<br>2,28<br>2,26<br>2,24 | 452<br>518<br>649<br>781 | 119<br>137<br>173<br>210 | 43,4<br>48,8<br>59,3<br>69,5 | 1,76<br>1,75<br>1,74<br>1,72 | 3,17<br>3,19<br>3,23<br>3,28 | 3,24<br>3,27<br>3,31<br>3,35 | 3,31<br>3,34<br>3,37<br>3,43 | 3,39<br>3,41<br>3,46<br>3,51 | 5,96<br>5,98<br>6,04<br>6,08 | 6,04<br>6,06<br>6,11<br>6,15 | 6,11<br>6,13<br>6,19<br>6,23 | 6,19<br>6,21<br>6,27<br>6,31 |
| 140 | 90 | 8<br>10 | 12 | 18<br>22,2 | 14,1<br>17,5 | 4,49<br>4,58 | 2,03<br>2,12 | 364<br>444 | 4,49<br>4,47 | 120<br>146 | 2,58<br>2,56 | 727<br>911 | 194<br>245 | 70,3<br>85,5 | 1,98<br>1,96 | 3,55<br>3,6 | 3,61<br>3,67 | 3,69<br>3,74 | 3,76<br>3,82 | 6,64<br>6,69 | 6,72<br>6,77 | 6,79<br>6,84 | 6,86<br>6,92 |
| 160 | 100 | 9<br>10<br>12<br>14 | 13 | 22,9<br>25,3<br>30<br>34,7 | 18<br>19,8<br>23,6<br>27,3 | 5,19<br>5,23<br>5,32<br>5,4 | 2,23<br>2,28<br>2,36<br>2,43 | 606<br>667<br>784<br>897 | 5,15<br>5,13<br>5,11<br>5,08 | 186<br>204<br>239<br>272 | 2,85<br>2,84<br>2,82<br>2,8 | 1221<br>1359<br>1634<br>1910 | 300<br>335<br>405<br>477 | 110<br>121<br>142<br>162 | 2,2<br>2,19<br>2,18<br>2,16 | 3,87<br>3,9<br>3,95<br>3,98 | 3,95<br>3,97<br>4,02<br>4,05 | 4,02<br>4,04<br>4,09<br>4,13 | 4,09<br>4,12<br>4,16<br>4,2 | 7,6<br>7,62<br>7,67<br>7,71 | 7,67<br>7,69<br>7,75<br>7,78 | 7,75<br>7,77<br>7,82<br>7,86 | 7,82<br>7,84<br>7,90<br>7,94 |
| 180 | 110 | 10<br>12 | 14 | 28,3<br>33,7 | 22,2<br>26,4 | 5,88<br>5,97 | 2,44<br>2,52 | 952<br>1123 | 5,8<br>5,77 | 276<br>324 | 3,12<br>3,1 | 1933<br>2324 | 444<br>537 | 165<br>194 | 2,42<br>2,4 | 4,22<br>4,26 | 4,29<br>4,33 | 4,36<br>4,4 | 4,43<br>4,47 | 8,55<br>8,59 | 8,62<br>8,67 | 8,69<br>8,75 | 8,77<br>8,82 |
| 200 | 125 | 11<br>12<br>14<br>16 | 14 | 34,9<br>37,9<br>43,9<br>49,8 | 27,4<br>29,7<br>34,4<br>39,1 | 6,5<br>6,54<br>6,62<br>6,71 | 2,79<br>2,83<br>2,91<br>2,99 | 1441<br>1568<br>1801<br>2026 | 6,45<br>6,43<br>6,41<br>6,38 | 446<br>482<br>551<br>617 | 3,58<br>3,57<br>3,54<br>3,52 | 2920<br>3189<br>3726<br>4264 | 718<br>786<br>922<br>1061 | 264<br>285<br>327<br>367 | 2,75<br>2,74<br>2,73<br>2,72 | 4,79<br>4,81<br>4,85<br>4,89 | 4,86<br>4,88<br>4,92<br>4,95 | 4,93<br>4,95<br>4,99<br>5,03 | 5,00<br>5,02<br>5,06<br>5,1 | 9,44<br>9,46<br>9,5<br>9,55 | 9,51<br>9,54<br>9,58<br>9,63 | 9,59<br>9,62<br>9,65<br>9,70 | 9,66<br>9,68<br>9,73<br>9,78 |
| 250 | 160 | 12<br>16<br>18<br>20 | 18 | 48,3<br>63,6<br>71,1<br>78,5 | 37,9<br>49,9<br>55,8<br>61,7 | 7,97<br>8,14<br>8,23<br>8,31 | 3,53<br>3,69<br>3,77<br>3,85 | 3174<br>4091<br>4545<br>4987 | 8,07<br>8,02<br>7,99<br>7,97 | 1032<br>1333<br>1475<br>1613 | 4,62<br>4,58<br>4,56<br>4,53 | 6212<br>8308<br>9358<br>10410 | 1634<br>2200<br>2487<br>2776 | 604<br>781<br>866<br>949 | 3,54<br>3,5<br>3,49<br>3,48 | 4,07<br>6,14<br>6,18<br>6,2 | 6,13<br>6,21<br>6,21<br>6,28 | 6,2<br>6,27<br>6,31<br>6,35 | 6,27<br>6,34<br>6,38<br>6,42 | 11,62<br>11,73<br>11,76<br>11,81 | 11,71<br>11,78<br>11,84<br>11,88 | 11,77<br>11,86<br>11,91<br>11,95 | 11,85<br>11,94<br>11,98<br>12,03 |




## Poutrelles (GOST 8239-72*)

*Désignations* : $h$, hauteur de section : $b$, largeur des ailes ; $d$, épaisseur de l'âme ; $t$, épaisseur moyenne des ailes ; $R$, rayon du congé de l'angle droit ; $J$, moment d'inertie ; $W$, module de résistance ; $S$, moment statique de demi-section ; $r$, rayon de giration.

| Numéro de profil | Dimensions, mm | | | | | Aire de section, cm² | Masse de 1 m, kg | $J_x$, cm⁴ | $W_x$, cm³ | $r_x$, cm | $S_x$, cm³ | $J_y$, cm⁴ | $W_y$, cm³ | $r_y$, cm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $h$ | $b$ | $d$ | $t$ | $R$ | | | | | | | | | |
| 10 | 100 | 55 | 4,5 | 7,2 | 7 | 12 | 9,46 | 198 | 39,7 | 4,06 | 23 | 17,9 | 6,49 | 1,22 |
| 12 | 120 | 64 | 4,8 | 7,3 | 7,5 | 14,7 | 11,5 | 350 | 58,4 | 4,88 | 33,7 | 27,9 | 8,72 | 1,38 |
| 14 | 140 | 73 | 4,9 | 7,5 | 8 | 17,4 | 13,7 | 572 | 81,7 | 5,73 | 46,8 | 41,9 | 11,5 | 1,55 |
| 16 | 160 | 81 | 5 | 7,8 | 8,5 | 20,2 | 15,9 | 873 | 109 | 6,57 | 62,3 | 58,6 | 14,5 | 1,7 |
| 18 | 180 | 90 | 5,1 | 8,1 | 9 | 23,4 | 18,4 | 1 290 | 143 | 7,42 | 81,4 | 82,6 | 18,4 | 1,88 |
| 18a | 180 | 100 | 5,1 | 8,3 | 9 | 25,4 | 19,9 | 1 430 | 159 | 7,51 | 89,8 | 114 | 22,8 | 2,12 |
| 20 | 200 | 100 | 5,2 | 8,4 | 9,5 | 26,8 | 21 | 1 840 | 184 | 8,28 | 104 | 115 | 23,1 | 2,07 |
| 20a | 200 | 110 | 5,2 | 8,6 | 9,5 | 28,9 | 22,7 | 2 030 | 203 | 8,37 | 114 | 155 | 28,2 | 2,32 |
| 22 | 220 | 110 | 5,4 | 8,7 | 10 | 30,6 | 24 | 2 550 | 232 | 9,13 | 131 | 157 | 28,6 | 2,27 |
| 22a | 220 | 120 | 5,4 | 8,9 | 10 | 32,8 | 25,8 | 2 790 | 254 | 9,22 | 143 | 206 | 34,3 | 2,5 |
| 24 | 240 | 115 | 5,6 | 9,5 | 10,5 | 34,8 | 27,3 | 3 460 | 289 | 9,97 | 163 | 198 | 34,5 | 2,37 |
| 24a | 240 | 125 | 5,6 | 9,8 | 10,5 | 37,5 | 29,4 | 3 800 | 317 | 10,1 | 178 | 260 | 41,6 | 2,63 |
| 27 | 270 | 125 | 6 | 9,8 | 11 | 40,2 | 31,5 | 5 010 | 371 | 11,2 | 210 | 260 | 41,5 | 2,54 |
| 27a | 270 | 135 | 6 | 10,2 | 11 | 43,2 | 33,9 | 5 500 | 407 | 11,3 | 229 | 337 | 50 | 2,8 |
| 30 | 300 | 135 | 6,5 | 10,2 | 12 | 46,5 | 36,5 | 7 080 | 472 | 12,3 | 268 | 337 | 49,9 | 2,69 |
| 30a | 300 | 145 | 6,5 | 10,7 | 12 | 49,9 | 39,2 | 7 780 | 518 | 12,5 | 292 | 436 | 60,1 | 2,95 |
| 33 | 330 | 140 | 7 | 11,2 | 13 | 53,8 | 42,2 | 9 840 | 597 | 13,5 | 339 | 419 | 59,9 | 2,79 |
| 36 | 360 | 145 | 7,5 | 12,3 | 14 | 61,9 | 48,6 | 13 380 | 743 | 14,7 | 423 | 516 | 71,1 | 2,89 |
| 40 | 400 | 155 | 8,3 | 13 | 15 | 72,7 | 57 | 19 062 | 953 | 16,2 | 545 | 667 | 86,1 | 3,03 |
| 45 | 450 | 160 | 9 | 14,2 | 16 | 84,7 | 66,5 | 27 696 | 1231 | 18,1 | 708 | 808 | 101 | 3,09 |
| 50 | 500 | 170 | 10 | 15,2 | 17 | 100 | 78,5 | 39 727 | 1589 | 19,9 | 919 | 1043 | 123 | 3,23 |
| 55 | 550 | 180 | 11 | 16,5 | 18 | 118 | 92,6 | 55 962 | 2035 | 21,8 | 1181 | 1356 | 151 | 3,39 |
| 60 | 600 | 190 | 12 | 17,8 | 20 | 138 | 108 | 76 806 | 2560 | 23,6 | 1491 | 1725 | 182 | 3,54 |




## Profilés en U (GOST 8240-72)

*Désignations*: $h$, hauteur; $b$, largeur de l'aile; $d$, épaisseur de l'âme; $t$, épaisseur moyenne des ailes; $R$, rayon du congé de l'angle droit; $J$, moment d'inertie; $W$, module de résistance; $r$, rayon de giration; $S$, moment statique de demi-section; $z_0$, distance de l'axe $y$-$y$ à la face extérieure de l'âme

| Numéro de profil | Masse de 1 m, kg | Dimensions, mm | | | | | Aire de section, cm² | $J_x$, cm⁴ | $W_x$, cm³ | $r_x$, cm | $S_x$, cm³ | $J_y$, cm⁴ | $W_y$, cm³ | $r_y$, cm | $z_0$, cm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $h$ | $b$ | $d$ | $t$ | $R$ | | | | | | | | | |
| 5 | 4,84 | 50 | 32 | 4,4 | 7 | 6 | 6,16 | 22,8 | 9,1 | 1,92 | 5,59 | 5,61 | 2,75 | 0,954 | 1,16 |
| 6,5 | 5,9 | 65 | 36 | 4,4 | 7,2 | 6 | 7,51 | 48,6 | 15 | 2,54 | 9 | 8,7 | 3,68 | 1,08 | 1,24 |
| 8 | 7,05 | 80 | 40 | 4,5 | 7,4 | 6,5 | 8,98 | 89,4 | 22,4 | 3,16 | 13,3 | 12,8 | 4,75 | 1,19 | 1,31 |
| 10 | 8,59 | 100 | 46 | 4,5 | 7,6 | 7 | 10,9 | 174 | 34,8 | 3,99 | 20,4 | 20,4 | 6,46 | 1,37 | 1,44 |
| 12 | 10,4 | 120 | 52 | 4,8 | 7,8 | 7,5 | 13,3 | 304 | 50,6 | 4,78 | 29,6 | 31,2 | 8,52 | 1,53 | 1,54 |
| 14 | 12,3 | 140 | 58 | 4,9 | 8,1 | 8 | 15,6 | 491 | 70,2 | 5,6 | 40,8 | 45,4 | 11 | 1,7 | 1,67 |
| 14a | 13,3 | 140 | 62 | 4,9 | 8,7 | 8 | 17 | 545 | 77,8 | 5,66 | 45,1 | 57,5 | 13,3 | 1,84 | 1,87 |
| 16 | 14,2 | 160 | 64 | 5 | 8,4 | 8,5 | 18,1 | 747 | 93,4 | 6,42 | 54,1 | 63,3 | 13,8 | 1,87 | 1,8 |
| 16a | 15,3 | 160 | 68 | 5 | 9 | 8,5 | 19,5 | 823 | 103 | 6,49 | 59,4 | 78,8 | 16,4 | 2,01 | 2 |
| 18 | 16,3 | 180 | 70 | 5,1 | 8,7 | 9 | 20,7 | 1 090 | 121 | 7,24 | 68,8 | 86 | 17 | 2,04 | 1,94 |
| 18a | 17,4 | 180 | 74 | 5,1 | 9,3 | 9 | 22,2 | 1 190 | 132 | 7,32 | 76,1 | 105 | 20,7 | 2,18 | 2,13 |
| 20 | 18,4 | 200 | 76 | 5,2 | 9 | 9,5 | 23,4 | 1 520 | 152 | 8,07 | 87,8 | 113 | 20,5 | 2,2 | 2,07 |
| 20a | 19,8 | 200 | 80 | 5,2 | 9,7 | 9,5 | 25,2 | 1 670 | 167 | 8,15 | 95,9 | 139 | 24,2 | 2,35 | 2,28 |
| 22 | 21 | 220 | 82 | 5,4 | 9,5 | 10 | 26,7 | 2 110 | 192 | 8,89 | 110 | 151 | 25,1 | 2,37 | 2,21 |
| 22a | 22,6 | 220 | 87 | 5,4 | 10,2 | 10 | 28,8 | 2 330 | 212 | 8,99 | 121 | 187 | 30 | 2,55 | 2,46 |
| 24 | 24 | 240 | 90 | 5,6 | 10 | 10,5 | 30,6 | 2 900 | 242 | 9,73 | 139 | 208 | 31,6 | 2,6 | 2,42 |
| 24a | 25,8 | 240 | 95 | 5,6 | 10,7 | 10,5 | 32,9 | 3 180 | 265 | 9,84 | 151 | 254 | 37,2 | 2,78 | 2,67 |
| 27 | 27,7 | 270 | 95 | 6 | 10,5 | 11 | 35,2 | 4 160 | 308 | 10,9 | 178 | 262 | 37,3 | 2,73 | 2,47 |
| 30 | 31,8 | 300 | 100 | 6,5 | 11 | 12 | 40,5 | 5 810 | 387 | 12 | 224 | 327 | 43,6 | 2,84 | 2,52 |
| 33 | 36,5 | 330 | 105 | 7 | 11,7 | 13 | 46,5 | 7 980 | 484 | 13,1 | 281 | 410 | 51,8 | 2,97 | 2,59 |
| 36 | 41,9 | 360 | 110 | 7,5 | 12,6 | 14 | 53,4 | 10 820 | 601 | 14,2 | 350 | 513 | 61,7 | 3,1 | 2,68 |
| 40 | 48,3 | 400 | 115 | 8 | 13,5 | 15 | 61,5 | 15 220 | 761 | 15,7 | 444 | 642 | 73,4 | 3,23 | 2,75 |

## Tracé des lignes de trusquinage sur les cornières, mm

| Simple rangée de trous | | | | Double rangée de trous (disposition en quinconce et alternée) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $b$ | $e_1$ | $z$ | $d$ | $b$ | $e_1$ | $e_2$ | $z$ | $d$ |
| 45 | 25 | 15 | 14 | 125 | 50 | 40 | 40 | 20 à 23 |
| 50 et 56 | 30 | 15 | 17 | 140 | 50 | 50 | 40 | 20 à 26 |
| 63 | 35 | 20 | 17 à 20 | 160 | 60 | 60 | 45 | 23 à 26 |
| 70 | 40 | 20 | 20 | 180 | 70 | 70 | 50 | 23 à 26 |
| 75 | 45 | 25 | 20 à 23 | 200 | 80 | 80 | 60 | 23 à 26 |
| 80 | 45 | 25 | 20 à 23 | 220 | 80 | 80 | 70 | 23 à 26 |
| 90 | 50 | 30 | 20 à 23 | 250 | 80 | 80 | 80 | 23 à 26 |
| 100 | 55 | 30 | 20 à 23 | | | | | |
| 110 | 60 | 35 | 20 à 23 | | | | | |

*Désignations :* $b$, largeur d'aile de la cornière ; $e_1$, distance de la ligne de trusquinage au talon de la cornière (fig. V.4 et V.5) ; $e_2$, intervalle entre rangées (pour la disposition en quinconce et alternée des trous) ; $z$, distance du talon à la ligne de trusquinage pour le centrage des éléments d'une forme soudée (fig. VII.25, *c*) ; $d$, diamètre recommandé du trou.

**Tableau de correspondance entre les unités périmées et les unités SI de certaines grandeurs physiques**

| Grandeur | Unité périmée | | Unité SI | | Conversion |
|---|---|---|---|---|---|
| | nom | symbole | nom | symbole | |
| Force, charge, poids | kilogramme-force<br>tonne-force<br>gramme-force | kgf<br>tf<br>gf | newton | N | 1 kgf ~ 9,8 N ~ 10 N<br>1 tf ~ $9{,}8 \cdot 10^3$ N ~ 10 kN<br>1 gf ~ $9{,}8 \cdot 10^{-3}$ N ~ 10 mN |
| Charge linéaire | kilogramme-force par mètre | kgf/m | newton par mètre | N/m | 1 kgf/m ~ 10 N/m |
| Charge par unité de surface | kilogramme-force par mètre carré | $kgf/m^2$ | newton par mètre carré | $N/m^2$ | 1 $kgf/m^2$ ~ 10 $N/m^2$ |
| Pression | kilogramme-force par centimètre carré | $kgf/mm^2$ | pascal | Pa | 1 $kgf/cm^2$ ~ $9{,}8 \cdot 10^4$ Pa ~ ~ $10^5$ Pa ~ 0,1 MPa |
| | millimètre de colonne d'eau | mm C.E. | | | 1 mm C.E. ~ 9,8 Pa ~ ~ 10 Pa |
| | millimètre de colonne de mercure | mm Hg | | | 1 mm Hg ~ 133,3 Pa |
| Contrainte mécanique | kilogramme-force par millimètre carré | $kgf/cm^2$ | pascal | Pa | 1 $kgf/mm^2$ ~ $9{,}8 \cdot 10^6$ Pa ~ ~ $10^7$ Pa ~ 10 MPa |
| Module d'élasticité longitudinale ; module de cisaillement ; module de déformation volumique | kilogramme-force par centimètre carré | $kgf/cm^2$ | | | 1 $kgf/cm^2$ ~ $0{,}8 \cdot 10^4$ Pa ~ ~ $10^5$ Pa ~ 0,1 MPa |
| Moment d'une force ; moment d'un couple | mètre-kilogramme-force | m·kgf | mètre-newton | m·N | 1 m·kgf ~ 9,8 m·N ~ ~ 10 m·N |

| Grandeur | Unité périmée | | Unité SI | | Conversion |
|---|---|---|---|---|---|
| | nom | symbole | nom | symbole | |
| Travail (énergie) | kilogramme-force-mètre | kgf·m | joule | J | 1 kgf·m ~ 9,8 J ~ 10 J |
| Quantité de la chaleur | calorie<br>kilocalorie | cal<br>kcal | joule | J | 1 cal ~ 4,2 J<br>1 kcal ~ 4,2 kJ |
| Puissance | kilogramme-force-mètre par seconde<br>cheval-vapeur<br>calorie par seconde<br>kilocalorie par heure | kgf·m/s<br>ch<br>cal/s<br>kcal/h | watt | J | 1 kgf·m/s ~ 9,8 W ~ ~ 10 W<br>1 ch ~ 735,5 W<br>1 cal/s ~ 4,2 W<br>1 kcal/h ~ 1,16 W |
| Chaleur massique | calorie par gramme-degré Celsius<br>kilocalorie par kilogramme-degré Celsius | cal/(g·°C)<br>kcal/(kg·°C) | joule par kilogramme-kelvin | J/(kg·K) | 1 cal/(g·°C) ~ ~ 4,2·10³ J/(kg·K)<br>1 kcal/(kg·°C) ~ ~4,2 kJ/(kg·K) |
| Conductibilité de la chaleur | calorie par seconde-centimètre-degré Celsius<br>kilocalorie par heure-mètre-degré Celsius | cal/(s·cm·°C)<br>kcal/(h·m·°C) | watt par mètre-kelvin | W/(m·K) | 1 cal/(s·cm·°C) ~ ~ 420 W/(m·K)<br>1 kcal/(h·m·°C) ~ ~ 1,16 W/(m·K) |
| Coefficient d'échange de la chaleur; coefficient de transmission de la chaleur | calorie par seconde-centimètre carré-degré Celsius<br>kilocalorie par heure-mètre carré-degré Celsius | cal/(s·cm²·°C)<br>kcal/(h·m²·°C) | watt par mètre carré-kelvin | W/(m²·K) | 1 cal/(s·cm²·°C) ~ ~ 42 kW/(m²·K)<br>1 kcal/(h·m²·°C) ~ ~ 1,16 kW/(m²·K) |